

MIRJA RUOTSALA

Ratojen tukiseinien mitoittaminen Eurokoodilla



Mirja Ruotsala

Ratojen tukiseinien mitoittaminen Eurokoodilla

Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 26/2011

Liikennevirasto
Helsinki 2011

Kannen kuva: Juha Vuorinen

Verkkojulkaisu pdf (www.liikennevirasto.fi)

ISSN-L 1798-6656

ISSN 1798-6664

ISBN 978-952-255-680-6

Liikennevirasto

PL 33

00521 HELSINKI

Puhelin 020 637 373

Mirja Ruotsala: Ratojen tukiseinien mitoittaminen Eurokoodilla. Liikennevirasto, rakennuttamisosasto. Helsinki 2011. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 26/2011. 98 sivua ja 19 liitettä. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-255-680-6.

Avainsanat: tukiseinä, teräsponttiseinä, mitoittaminen, mitoitus, Eurokoodi, upotussyvyys, GeoCalc, Plaxis, MS Saarelma

Tiivistelmä

Eurokoodin mukaiset suunnitteluohjeet korvasivat Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaiset suunnitteluohjeet 1.6.2010 alkaen Liikenneviraston uusissa infrahankkeissa.

Työn tavoitteena on verrata Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaista tukiseinien mitoitusmenettelyä. Toinen tavoite on verrata GeoCalc v.2.1-, Plaxis 2D v.2010- sekä MS Saarelma ms Tuki v.2008a- laskentaohjelmien tuloksia toisiinsa.

Ominaisarvoilla laskettaessa Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisten mitoitus tulosten erot ovat hyvin pieniä. Pienet erot johtuvat erisuurista maanpaineekertoimista ja passiivipuolen seinäkitkakertoimista.

Passiivipaineen mobilisoitumiseen perustuva ns. mobilisaatioastemenetelmä ei aina toimi riittävän upotussyvyyden laskemisessa jousimalleilla. Joillain mallin ja parametrien valinnoilla upotussyvyyden laskeminen mobilisaatioastemenetelmällä ei onnistu. Saavutetaan näennäisesti tilanne, jossa upotussyvyyden kasvattaminen ei paranna varmuutta. Riittävä upotussyvyys voidaan määrittää liukupintamenetelmällä tai momenttitasapainomenetelmällä.

Laskennat suoritettiin ohjelmilla GeoCalc 2.1, Plaxis 2D ja MS Saarelma. Ohjelmien laskemien seinän siirtymien, taivutusmomenttien ja tukivoimien suuruuksissa oli eroja, vaikkakaan ne eivät olleet erityisen suuria. Pienimmät siirtymät saatiin MS Saarelma- ohjelmalla. GeoCalc- ja Plaxis-ohjelmien maksimisiirtymät olivat lähes samansuuruisia, noin 23 % suurempia kuin MS Saarelman maksimisiirtymät. Seinän taivutusmomentit olivat suuruuksiltaan kaikilla ohjelmilla lähellä toisiaan. Ohjelmien laskemien tukivoimien välillä oli melko suuria eroja. MS Saarelmalla saatiin suurimmat tukivoimat. Kerroksellisessa maassa GeoCalc- ja Plaxis-ohjelmilla saatiin melko samansuuruiset tukivoimat. Koheesiomaassa GeoCalcilla saatiin Plaxista suuremmat tukivoimat ja samalla lähempänä MS Saarelman laskemia tukivoimien suuruuksia.

GeoCalc painotti pysyviä ja muuttuva kuormia eri tavalla kuin Plaxis ja MS Saarelma. GeoCalcilla saatiin suuremmat pysyvien kuormien vaikutukset ja pienemmät muuttuvien kuormien vaikutukset kuin kahdella muulla ohjelmalla. Koska muuttuvien kuormien osavarmuusluku on pysyvien kuormien osavarmuuslukua suurempi, saadaan tämän johdosta GeoCalcilla kahta muuta ohjelmaa pienempiä mitoitusarvoja. Lisäksi kuormituskaava 6.10a muuttuu GeoCalcilla helpommin mitoittavaksi.

Johtopäätöksenä voidaan todeta, että kaikki kolme laskentaohjelmaa olivat käyttekelppoisia tukiseinien mitoittamisessa.

Mirja Ruotsala: Dimensionering av stödväggar med Eurocode i järnvägs område. Trafikverket, byggherreverksamhet. Helsingfors 2011. Trafikverkets undersökningar och utredningar 26/2011. 98 sidor och 19 bilagor. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664), ISBN 978-952-255-680-6.

Nyckelord: stödvägg, stålspondvägg, dimensionering, Eurocode, sänkningsdjupet, GeoCalc, Plaxis, MS Saarelma

Sammanfattning

Eurocode-standarder ersatte Pohjarakennusohjeet 2004 i Trafikverkets nya infrastrukturprojekt från och med 1.6.2010.

Syftet med detta arbete är att jämföra stödväggarnas dimensionering i enlighet med Eurocode med Pohjarakennusohjeet 2004. Andra målet är att jämföra resultaten av kalkyleringsprogrammen GeoCalc v.2.1, Plaxis 2D v.2010 och MS Saarelma ms Tuki v.2008a med varandra.

När kalkyleringarna görs med karakteristiska värden, är skillnaderna i resultaten med Eurocode och Pohjarakennusohjeet 2004 ytterst små. Små skillnader beror på olika jordtryckkoefficienter och friktionskoefficienter mot väggen på passiva sidan.

En så kallad mobiliseringsgradsmetod som baserar sig på mobilisering av passivtryck fungerar inte alltid för att kalkylera tillräckliga sänkningsdjupet med fjädermodellen. Med några modeller och alternativa värden av parametrar kan sänkningsdjupet inte kalkyleras med mobiliseringsgradsmetoden. Skenbart uppnås en situation, där ökning av sänkningsdjupet inte ökar säkerheten. Tillräckliga sänkningsdjupet kan kalkyleras med glidytmemetoden eller momentbalansmetoden.

Kalkylerna utfördes med programmen GeoCalc v.2.1, Plaxis 2D och MS Saarelma. Det fanns skillnader i storleken av förskjutningarna av väggen, böjningsmomentet och stödtyrkorna, vilka kalkylerades med programmen, men skillnaderna var inte särdeles stora. Förskjutningarna var minsta med programmet MS Saarelma. Maximumförskjutningarna med GeoCalc och Plaxis var lika stora, cirka 23 % större än maximumförskjutningarna med MS Saarelma. Böjningsmomenten av väggen var ungefär lika stora med alla program. Skillnaderna i stödtyrka var ganska stora mellan programmen. MS Saarelma gav de största stödtyrkorna. GeoCalc och Plaxis gav ungefär lika stora stödtyrkor i lagrad jord. I kohesion jord gav Geocalc större stödtyrkor än Plaxis och på samma gång var de också närmare den storleken av stödtyrkorna som kalkylerades med MS Saarelma.

GeoCalc betonade stående och varierande belastningar på ett annat sätt än Plaxis och MS Saarelma. GeoCalc gav större verkan på stående belastningar och mindre verkan på varierande belastningar än de två andra programmen. Eftersom partiellsäkerhetssiffran av varierande belastningar är större än partiellsäkerhetssiffran av stående belastningar, ger GeoCalc mindre dimensioneringsvärden än de två andra programmen. Dessutom blir belastningsformel 6.10a lättare som dimensionerande med GeoCalc.

Som slutsats kan man konstatera att alla tre program kan användas i dimensionering av stödväggar.

Mirja Ruotsala: Sheet Pile Wall Design in Railway Construction according to the Eurocodes. Finnish Transport Agency, Construction Management. Helsinki 2011. Research reports of the Finnish Transport Agency 26/2011. 98 pages and 19 appendices. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-255-680-6.

Keywords: sheet pile wall, design, the Eurocodes, wall penetration, GeoCalc, Plaxis, MS Saarelma

Summary

Pohjarakennusohjeet 2004 was replaced by the Eurocodes design instructions in the infrastructure cases of Liikennevirasto since 1.6.2010.

The aim of the thesis is to compare sheet pile wall design according to the Eurocodes to that of Pohjarakennusohjeet 2004. Furthermore, the aim is to compare the results of GeoCalc v.2.1-, Plaxis 2D v.2010- and MS Saarelma ms Tuki v.2008a- calculation software.

When calculating with characteristic values the differences between results were very small. Minor differences were caused by different earth pressure coefficients and different wall friction coefficients in the side of passive earth pressure.

“The method of mobilization of passive earth pressure” for calculating the minimum wall penetration does not work every time. Calculation of the minimum wall penetration with the method does not work with some choices of model and parameters. It seems that increasing the wall penetration does not improve the reliability. The minimum wall penetration can be calculated with “the method of slices” or with “the method of moment equilibrium”.

The calculations were done with GeoCalc, Plaxis 2D and MS Saarelma. There were some differences in the results of software, for instance in displacements, bending moments and anchor forces of the wall. The differences, however, were not very big. The smallest displacements were achieved with MS Saarelma. The maximum displacements of wall in GeoCalc and Plaxis were almost same, about 23% bigger than those in MS Saarelma. The bending moments were almost the same with all three software. There were big differences of anchor forces between the software. The biggest anchor forces were achieved with MS Saarelma. When calculating the layered ground anchor forces, the results were nearly the same with GeoCalc and Plaxis. In the case of cohesive ground, the anchor forces calculated by GeoCalc were bigger than the ones calculated by Plaxis but closer to those achieved by MS Saarelma.

GeoCalc put stress on permanent and variable action differently than Plaxis and MS Saarelma. GeoCalc calculated bigger effects on permanent actions and smaller effects on variable actions than Plaxis and MS Saarelma. Because the partial factor is bigger in variable action than in permanent action, GeoCalc gives smaller design value than the other two software. In addition, the load formula 6.10a can be easier the designing formula.

In conclusion it can be said that all three calculation software were usable in the sheet pile wall design.

Esipuhe

Tämän diplomityön on tehnyt georakentamisen opiskelija Mirja Ruotsala Aalto-yliopistosta.

Työn valvojana toimi professori Leena Korkiala-Tanttu Aalto-yliopistosta ja ohjaajana diplomi-insinööri Jaakko Heikkilä Arcus Oy:stä. Työn tilasi Liikennevirasto, jossa yhteyshenkilönä toimi aluepäällikkö Erkki Mäkelä.

Helsingissä toukokuussa 2011

Liikennevirasto
Rakennuttamisosasto

Sisällysluettelo

1	JOHDANTO	10
2	EUROKOODIT	11
2.1	Tausta	11
2.2	Mitoitustavat	12
2.3	Rajatilat	13
3	TUKISEINÄT	16
3.1	Tukiseinätyypit ratakaivannoissa.....	16
3.2	Toimintatapa ja tuentatapa	17
4	TUKISEINIIN KOHDISTUVAT KUORMAT	19
4.1	Maanpaine	19
4.2	Junakuormat.....	20
4.3	Pohjavedenpaine	22
4.4	Tärinä.....	25
4.5	Muut kuormat.....	26
5	MAANPAINEKERROINTEN JA MAANPAINEIDEN MÄÄRITTÄMINEN	27
5.1	Yleistä	27
5.1.1	Aktiivisen ja passiivisen rajatilan kehittymiseen tarvittava siirtymä....	27
5.1.2	Seinän leikkauskestävyyskulma ja adheesio	27
5.2	Maanpainekertoimet Eurokoodissa	28
5.2.1	Aktiivisen rajatilan maanpainekerroin	28
5.2.2	Passiivisen rajatilan maanpainekerroin.....	29
5.3	Maanpainekertoimet Pohjarakennus-ohjeissa 2004	29
5.3.1	Aktiivinen maanpainekerroin.....	29
5.3.2	Passiivinen maanpainekerroin.....	30
5.4	Maanpaineet Eurokoodissa	30
5.4.1	Maan lepopaine	30
5.4.2	Aktiivisen rajatilan maanpaine	31
5.4.3	Passiivisen rajatilan maanpaine.....	33
5.4.4	Nomogrammin menetelmän ja analyyttisen menetelmän erot	34
5.5	Maanpaineet Pohjarakennusohjeissa 2004.....	35
5.5.1	Lepopaine	35
5.5.2	Aktiivinen maanpaine.....	36
5.5.3	Passiivinen maanpaine	36
5.6	Maanpaineiden erot Eurokoodin ja PRO 2004 välillä.....	37
6	TUKISEINIEN MITOITTAMINEN	39
6.1	Yleistä	39
6.2	Lähtötiedot	39
6.3	Kuormitus	40
6.4	Riittävän upotussyvyyden määrittäminen.....	42
6.4.1	Eurokoodi.....	42
6.4.2	Pohjarakennusohjeet 2004.....	45
6.5	Pystystabiliteetin tarkistus.....	45
6.6	Kokonaissabiliteetin tarkistus.....	46
6.7	Kaivannon pohjan stabiliteetti.....	47
6.8	Hydraulinen murtuminen ja pohjan nousu	48

6.9	Seinän rasi- tusten mitoit- tus jousimalleilla	52
6.9.1	Eurokoodi	52
6.9.2	Pohjarakennusohjeet 2004	53
6.10	Siirtymätarkastelut	54
7	LASKENTAOHJELMIEN TEORIAA	55
7.1	GeoCalc	55
7.2	Plaxis 2D	58
7.3	MS Saarelma	60
8	TUKISEINIEN MITOITTAMINEN LASKENTAOHJELMILLA	61
8.1	Laskentatapaukset	61
8.1.1	Laskentatapaus 1 – kerroksellinen maa	61
8.1.2	Laskentatapaus 2 - koheesiomaa	62
8.2	Lähtötiedot	63
8.3	Mitoitusmenettely	64
8.3.1	Yleistä 64	
8.3.2	Upotussyvyys	64
8.3.3	Pystystabiliteetti	65
8.3.4	Kokonaisstabiliteetti	65
8.3.5	Rakenteellinen mitoit- tus	66
8.3.6	Siirtymätarkastelu	67
8.3.7	Muut rajatilat	67
8.4	Rakenteellinen mitoit- tus ja siirtymätarkastelu laskentaohjelmilla	67
8.4.1	GeoCalc	68
8.4.2	Plaxis 69	
8.4.3	MS Saarelma	71
9	TULOSTEN VERTAILU	73
9.1	Eurokoodin ja PRO 2004 ominaisarvomitoitusten vertailu	73
9.1.1	Erot Eurokoodin ja PRO 2004 lähtöarvoissa	73
9.1.2	Upotussyvyyydet	73
9.1.3	Siirtymät	74
9.1.4	Seinän taivutusmomentit	75
9.1.5	Tukivoimat	77
9.2	GeoCalc:n, Plaxisin ja MS Saarelman tulosten vertailu	77
9.2.1	Yleistä 77	
9.2.2	Siirtymät	77
9.2.3	Seinän taivutusmomentit	79
9.2.4	Tukivoimat	80
9.2.5	Päätelmät	81
9.3	Eri ohjelmien pysyvien ja muuttuvien kuormien vaikutusten vertailu	82
9.3.1	Pysyvien ja muuttuvien kuormien aikaansaamat taivutusmomentit	82
9.3.2	Pysyvien ja muuttuvien kuormien aikaansaamat tukivoimat	84
9.3.3	Päätelmät	86
9.4	Mobilisaatioastemenetelmän ongelmat upotussyvyiden laskemisessa	87
9.5	Liukupintalaskelmien soveltuvuus upotussyvyiden laskemiseen	87
9.6	Varmuuskien soveltaminen Eurokoodin mukaan	88
9.7	Parametrien herkkyydestarkastelu	90
10	JOHTOPÄÄTÖKSET	92

LIITTEET

- Liite 1 Lineaarisen tasoitusmenetelmän käyttö
- Liite 2 Täysien maanpaineiden vaatimat siirtymät Eurokoodin mukaan
- Liite 3 Nomogrammit aktiivisten maanpainekerrointen määrittämiseen
- Liite 4 Nomogrammit passiivisten maanpainekerrointen määrittämiseen
- Liite 5 Liukupintalaskelma kerroksellisessa maassa PRO 2004
- Liite 6 Liukupintalaskelmat koheesiomaassa
- Liite 7 GeoCalc-laskelmien lähtötiedot kerroksellisessa maassa
- Liite 8 GeoCalc-laskelmien lähtötiedot koheesiomaassa
- Liite 9 Plaxis-laskelmien lähtötiedot kerroksellisessa maassa
- Liite 10 Plaxis-laskelmien lähtötiedot koheesiomaassa
- Liite 11 Plaxiksen laskentamallit
- Liite 12 MS Saarelma-laskelmien lähtötiedot kerroksellisessa maassa
- Liite 13 MS Saarelma-laskelmien lähtötiedot koheesiomaassa
- Liite 14 Kerroksellisen maan siirtymät Plaxiksella ja MS Saarelmalla
- Liite 15 Koheesiomaan siirtymät Plaxiksella ja MS Saarelmalla
- Liite 16 Kerroksellisen maan seinän taivutusmomenttikuvaajat Plaxiksella ja MS Saarelmalla
- Liite 17 Koheesiomaan seinän taivutusmomenttikuvaajat Plaxiksella ja MS Saarelmalla
- Liite 18 Liukupintalaskelman soveltuvuus upotussyvyyden laskemiseen – kerroksellinen maa
- Liite 19 Liukupintalaskelman soveltuvuus upotussyvyyden laskemiseen - koheesiomaa

1 Johdanto

Työn tausta

Eurokoodit eli Euroopan unionin laajuiset suunnitteluohjeet korvaavat aiemmin käytössä olleet kansalliset suunnitteluohjeet. Eurokoodit sisältävät kansallisesti määrätäviä asioita. Nämä kootaan maiden kansallisiin liitteisiin. Suomen kansallinen liite infrarakenteisiin on Liikenne- ja viestintäministeriön julkaisema (LVM 2010). Eurokoodistandardien tavoitteena on yhtenäistää ohjeita ja näin avata niitä maiden välisiä esteitä, joita eri suunnitteluohjeet ovat aikaansaaneet.

Suomessa Eurokoodit on otettu käyttöön Liikenneviraston infrahankkeissa 1.6.2010. Tämän päivämäärän jälkeen uusissa suunnitelmissa tulee käyttää Eurokoodeja. (Liikennevirasto 2010b)

Uuden suunnitteluohjeen opettelu ja käyttöönotto vie suunnittelijoilta aikaa. Jotta Eurokoodien käyttöönotto sujuisi mahdollisimman hyvin, on Eurokoodien mukaisesta suunnittelusta laadittu sovellusohjeita. Rata- ja tiehankkeiden geoteknisen suunnittelun osalta sovellusohje on Liikenneviraston Eurokoodin soveltamisohje Geotekninen suunnittelu – NCCI 7 (Liikennevirasto 2010a).

Liikenne- ja viestintäministeriö vastaa infrarakenteiden, kuten ratojen ja teiden rakentamisesta Suomessa. Ympäristöministeriö puolestaan vastaa luvanvaraisesta rakentamisesta, kuten talonrakentamisesta. Ympäristöministeriö on julkaissut ohjeen RIL 207-2009 Geotekninen suunnittelu Eurokoodin EN 1997-1 suunnitteluohje (RIL 207 2009). Ohjeeseen on sisällytetty Ympäristöministeriön alaisen rakentamisen kansallisen liitteen määrittelyt. (Liikennevirasto 2010b, RIL 207 2009)

Työn tavoitteet

Työssä esitetään ratojen tukiseinien Eurokoodin mukainen mitoitusmenettely. Tarkoituksena on käydä tarkasti läpi tukiseinien suunnittelun vaiheet, niin teoreettisesti kuin kahden laskentatapauksen avulla.

Työllä on kaksi tavoitetta. Ensinnäkin työn tavoitteena on verrata Eurokoodin mukaisista ja vanhaa Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaista mitoittamista ratojen tukiseinien osalta. Työn toinen tavoite on selvittää, miten kolmen eri laskentaohjelman tulokset eroavat toisistaan. Laskentaohjelmat ovat Novapoint GeoCalc v.2.1, Plaxis 2D v.2010 sekä MS Saarelma ms Tuki v. 2008a.

Työn rakenne ja rajaukset

Työ koostuu kahdesta osasta. Ensimmäinen osa on kirjallisuusselvitys ja toinen osa on laskentaosuus.

Eurokoodin mukaisessa mitoituksessa käytetään Suomen kansallisia liitteitä (LVM 2010). Työssä tarkastellaan radan vieressä olevien kaivantojen tukemista teräsponttiseinillä. Kokeellisessa osuudessa on laskentatapauksissa käytetty työnaikaisia tukiseiniä. Kirjallisuusselvitysosassa käsitellään myös pysyviä tukiseiniä.

2 Eurokoodit

2.1 Tausta

Eurokoodien kehitystyö sai alkunsa 1975, kun komissio päätti toimenpideohjelmasta, jolla haluttiin poistaa kaupan teknisiä esteitä ja yhtenäistää teknisiä määräyksiä. Tästä Eurokoodien kehittäminen jatkui ja varsinaiset EN-standardit julkaistiin 2002–2007. EN-standardeja täydentävät kansalliset liitteet. (SFS 2010)

Eurokoodistandardeja on yhteensä 58. Standardeissa on kansallisesti määritettäviä pa-rametreja. Näitä varten jokainen jäsenmaa laatii oman kansallisen liitteensä, jossa esittää kansallisesti määrättävät asiat. (SFS 2010)

Geoteknisessä suunnittelussa käytetään standardia EN 1997-1 sekä rakennusten että maa- ja vesirakennuskohteiden suunnittelussa (RIL 207 2009). Suomen kansallinen liite on infrarakenteiden osalta laadittu Liikenne- ja viestintäministeriön toimeksiantamana Liikennevirastossa. Liikennevirasto siirtyi käyttämään Eurokoodeja 1.6.2010 alkaen. (Liikennevirasto 2010b)

Eurokoodien mukaisessa mitoituksessa on hyvä muistaa, että siirryttäessä vanhoista mitoitusmenetelmistä Eurokoodien mukaisiin menetelmiin ovat joidenkin termien nimet muuttuneet. Muuttuneet, toisiaan vastaavat termit on listattu taulukkoon 1.

Taulukko 1. Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 nimitykset toisiaan vastaville termeille.

Eurokoodi	Pohjarakennusohjeet 2004
(maan) leikkauskestävyyskulma	kitkakulma
seinän leikkauskestävyyskulma	seinäkitkakulma
hydraulisen nousun (aiheuttama murtuminen)	hydraulinen murtuminen
nosteen (aiheuttama pohjan nousu)	pohjan nousu

Edulliset kuormat ovat vakauttavia kuormia.

Epäedulliset kuormat ovat kaatavia kuormia. Kussakin tarkastelussa kuormat voidaan jakaa edullisiin ja epäedullisiin. Sama kuorma voi olla yhdessä tarkastelussa edullinen ja toisessa tarkastelussa epäedullinen. Liikenneviraston (2010a, s.29–30) ohjeessa on esimerkki tällaisesta tilanteesta. Esimerkissä tukimuurin oma paino on edullinen kuorma liukumisen suhteen, mutta epäedullinen maapohjan kantokestävyyden suhteen.

Kuorman ominaisarvo F_k on arvo joka ei sisällä osavarmuuskertoimia.

Kuorman edustava arvo F_{rep} saadaan, kun kuorman ominaisarvo kerrotaan yhdistelykertoimella ψ . Eurokoodissa pysyvät kuormat ja määräävä muuttuva kuorma otetaan kuormitusyhdistelmiin mukaan ominaisarvoillaan. Tämä vastaa tilannetta, että ψ olisi 1,0. Käytännössä yhdistelykertoimella kerrotaan siis vain muut muuttuvat kuormat kuin määräävä muuttuva kuorma. (Liikennevirasto 2010a)

Kuorman mitoitusarvo saadaan, kun kuorman edustava arvo kerrotaan kuorman osavarmuusluvulla γ_F (Liikennevirasto 2010a).

Kuorman vaikutusten ominaisarvolla E_k tarkoitetaan kuorman vaikutusta, joka on saatu käyttämällä laskennassa kuormien edustavia/ominaisarvoja (ks. kuva 1) (Liikennevirasto 2010a).

Kuorman vaikutusten mitoitusarvo E_d saadaan, kun kuorman vaikutusten ominaisarvo kerrotaan kuorman osavarmuusluvulla (ks. kuva 1).

Maan ominaisuuden mitoitusarvo saadaan, kun maan ominaisuuden ominaisarvo jaetaan maaparametrin osavarmuusluvulla γ_M (Liikennevirasto 2010a). Maan ominaisuuksia ovat esimerkiksi maan leikkauskestävyyskulma, koheesio, suljettu leikkauslujuus ja tilavuuspaino.

Mittatietojen nimellisarvot ovat yleensä olemassa olevien rakenteiden kohdalla niiden mitattuja arvoja. Tulevien rakenteiden osalta mittatietojen nimellisarvot ovat yleensä suunniteltuja arvoja. Mittatietojen mitoitusarvoina käytetään yleensä niiden nimellisarvoja. (Liikennevirasto 2010a)

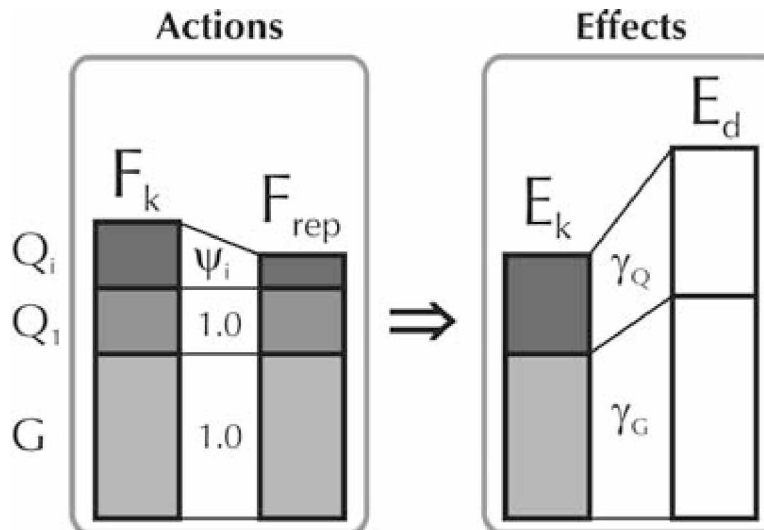
Kestävyysden osavarmuuslukujen soveltamiseen on kaksi vaihtoehtoa. Ensimmäisessä vaihtoehdossa lujuuden ominaisarvot muunnetaan lujuuden mitoitusarvoiksi jakamalla ominaisarvot lujuuden osavarmuusluvuilla γ_ϕ ja γ_{cu} . Kestävyys lasketaan käyttäen lujuuden mitoitusarvoja. Toinen vaihtoehto on tehdä laskenta lujuuden ominaisarvoilla ja jakaa saatu kestävyysden ominaisarvo osavarmuusluvulla γ_R . (Liikennevirasto 2010a)

2.2 Mitoitustavat

Eurokoodissa 7 on kolme erilaista mitoitustapaa (Design Approach, DA), mitoitustavat 1, 2 ja 3. Suomessa näistä käytetään mitoitustapoja 2 (DA2) ja 3 (DA3). Mitoitustapaa 2 käytetään tukirakenteiden, antura- ja laattaperustusten, paaluperustusten ja ankkureiden mitoituksessa. Mitoitustapaa 3 käytetään luiskien ja kokonaisvakavuuden mitoituksessa. (RIL 207 2009, Liikennevirasto 2010a)

Suomessa käytetään tukirakenteiden mitoituksessa siis mitoitustapaa 2. Mitoitustavassa 2 on kaksi erilaista menettelytapaa, DA2 ja DA2*. Menettelytavassa DA2 osavarmuusluvut kohdistetaan ominaisarvoihin laskelman alussa, jonka jälkeen laskelma tehdään mitoitusarvoilla. Menettelytavassa DA2* puolestaan laskelma tehdään ominaisarvoilla ja vasta laskelman lopussa murtorajatilaehto tarkistettaessa käytetään osavarmuuslukuja. (RIL 207 2009) Osavarmuuslukuja sovelletaan siis vasta kuorman vaikutuksiin (kuva 1). Kuorman vaikutuksia ovat esimerkiksi tukiseinän taivutusmomentti ja ankkurivoima sekä maanpaineet. Suomessa tukirakenteisiin sovelletaan mitoitustapaa DA2* (LVM 2010).

Mitoitustavassa 2 käytetään osavarmuuslukujen yhdistelmää $A1''+M1''+R2$. Mitoitustavassa 3 käytetään osavarmuuslukujen yhdistelmää $A2''+M2''+R3$. Yhdistelmästä selviää mitä osavarmuuslukujen sarjaa kustakin osavarmuuslukujen taulukosta käytetään. (RIL 207 2009)



Kuva 1. Menettelytapa, jossa osavarmuuslukuja sovelletaan kuorman vaikutuksiin. (Bond ja Harris 2008)

2.3 Rajatilat

Eurokoodimitoitus perustuu rajatiloihin. Kaikissa geoteknisissä mitoituksissa täytyy varmistua siitä, ettei rajatiloja ylitetä (RIL 207 2009). Rajatilat voivat olla joko murto- tai käyttörajatiloja.

Murtorajatilat ovat rajatiloja, joiden toteutuminen johtaa maan tai rakenteen murtumiseen. Käyttörajatilat ovat rajatiloja, joiden toteutuminen johtaa jonkin suureen epäsallitun suuruiseen arvoon, esimerkiksi liian suureen siirtymään. (Bond ja Harris 2008) Rajatilat voidaan tarkistaa jollakin seuraavista menetelmistä tai niiden yhdistelmistä (RIL 207 2009):

- laskelmilla
- ohjeellisten sääntöjen mukaisella suunnittelulla
- kokeellisilla malleilla ja kuormituskokeilla
- seurantamenetelmällä.

Tässä työssä käsitellään rajatilojen tarkistamista laskelmilla.

Murtorajatilat

Suunnittelutilanteessa on tarkistettava, ettei seuraavia viittä murtorajatilaa ylitetä (Bond ja Harris 2008):

- rakennuspohjan murtuminen tai liiallinen muodonmuutos (GEO)
- rakenteen tai rakenteellisten osien sisäinen murtuminen tai liiallinen muodonmuutos (STR)
- rakenteen tai maapohjan tasapainotilan menetys (EQU)
- vedenpaineen aikaansaaman nosteen tai muiden pystysuuntaisten kuormien aiheuttama tasapainotilan menetys tai liiallinen muodonmuutos (UPL)
- hydraulisten gradienttien aiheuttama hydraulinen maapohjan nousu, sisäinen eroosio ja sisäinen putkieroosio maassa (HYD).

Jokaisessa geoteknisessä mitoituksessa täytyy osoittaa, ettei edellä määriteltyjä rajatiloja ylitetä. Yleensä kokemuksen avulla tiedetään, mikä tai mitkä rajatilat ovat kussakin tapauksessa mitoittavia. Tällöin mitoittava rajatila voidaan osoittaa laskelmien avulla ja muiden rajatilojen välttäminen voidaan osoittaa valvontatarkistuksilla. Tukirakenteiden kohdalla yleensä rajatila STR/GEO on mitoittava. (RIL 207 2009)

STR/GEO osoittaminen

Rajatilassa STR/GEO tulee osoittaa, että yhtälö 1 toteutuu (Bond ja Harris 2008).

$$E_d \leq R_d \quad (1)$$

missä E_d on kuormien vaikutuksen mitoitusarvo
 R_d on kestävyuden mitoitusarvo

Osavarmuusluvut kohdistetaan joko kuormiin tai niiden vaikutuksiin (RIL 207 2009). Kaavalla 1 siis osoitetaan, että rakenteen ja sen osien kestävyys (STR) sekä kestävyys rakennuspohjan murtumista ja liiallista muodonmuutosta vastaan (GEO) on suurempi kuin kuormien vaikutus kestävyuden ylittymiseksi.

EQU osoittaminen

Geoteknisessä mitoituksessa EQU on harvoin mitoittava rajatila. Tukirakenteiden osalta on kuitenkin huomioitava, että EQU saattaa olla mitoittava kallionvaraisessa tukimuurissa. EQU saattaa olla mitoittavana kallion päällä olevilla jäykillä perustuksilla. (Gustavsson 2008, RIL 207 2009) Rajatilassa EQU tulee osoittaa, että yhtälö 2 toteutuu (RIL 207 2009).

$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} + T_d \quad (2)$$

missä $E_{dst;d}$ on kaatavien kuormien vaikutuksen mitoitusarvo
 $E_{stb;d}$ on vakauttavien kuormien vaikutuksen mitoitusarvo
 T_d on kokonaisleikkauskestävyyden mitoitusarvo

RIL 207 (2009) mukaan, jos leikkauskestävyys T_d otetaan mukaan, sen merkityksen tulee olla vähäinen. Kaavassa 2 siis varmistetaan, että kaatavat kuormat ovat pienempiä kuin vakauttavat kuormat (ja leikkauskestävyys yhteensä). Kun tämä pätee, rakenteen ja maapohjan tasapaino säilyy.

UPL osoittaminen

Rajatilassa UPL osoitetaan, että tasapainoa ei menetetä vedenpaineen aiheuttaman nosteen takia. Rajatilassa UPL tulee osoittaa, että yhtälö 3 toteutuu (RIL 207 2009).

$$V_{dst;d} \leq G_{stb;d} + R_d \quad (3)$$

missä $V_{dst;d}$ on rakenteeseen kohdistuvan kaatavien pysyvien ja muuttuvien pystysuorien kuormien mitoitusarvo (yhtälö 4)
 $G_{stb;d}$ on vakauttavien pysyvien pystysuorien kuormien mitoitusarvo nosteelle mitoitettaessa
 R_d on lisäkestävyyden mitoitusarvo

$$V_{dst;d} = G_{dst;d} + Q_{dst;d} \quad (4)$$

missä $G_{dst;d}$ on kaatavien pysyvien pystysuorien kuormien mitoitusarvo nosteelle mitoitettaessa
 $Q_{dst;d}$ on kaatavien muuttuvien pystysuorien kuormien mitoitusarvo nosteelle mitoitettaessa

HYD osoittaminen

Hydraulisessa nousurajatilassa HYD osoitetaan kestävyys säilymistä veden suotavirtauksen aikaansaaman hydraulisen nousun aiheuttamaa murtumista vastaan. Rajatilassa HYD tulee osoittaa, että yhtälö 5 tai yhtälö 6 toteutuu (RIL 207 2009).

$$u_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d} \quad (5)$$

missä $u_{dst;d}$ on kaatavan (murtavan) kokonaishuokosvedenpaineen mitoitusarvo maaprisman pohjalla
 $\sigma_{stb;d}$ on vakauttava pystysuora kokonaisjännitys maaprisman pohjalla

$$S_{dst;d} \leq G'_{stb;d} \quad (6)$$

missä $S_{dst;d}$ on suotovoiman mitoitusarvo
 $G'_{stb;d}$ on prisman vedenalainen paino

3 Tukiseinät

3.1 Tukiseinätyypit ratakaivannoissa

Tukirakenteet jakautuvat Eurokoodin mukaan kolmeen päätyyppiin. Päätyypit ovat tukimuurit, upotetut tukiseinät ja yhdistelmärakenteet. Tukiseinät, joita tässä työssä käsitellään, kuuluvat upotettuihin tukiseiniin.

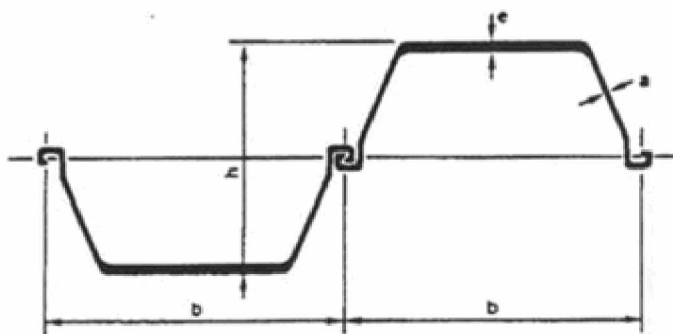
Tukiseinätyypin valintaan vaikuttavat (Korhonen ym. 1986)

- vesitiivisyys
- syvyys
- pohjasuhteet
- käyttöikä
- ympäristö
- työmenetelmät ja työtila
- onko tukirakenne lopullisen rakenteen osana.

Teräsponttiseinä

Ratakaivannoissa käytetään tukiseinäinä yleisimmin teräsponttiseinää. Teräsponttiseinän käytölle on monia etuja. Teräsponttiseinästä saadaan vesitiivis, kun profiilit lyödään ponttiin. Teräsponttiseinä on nopea rakentaa ja sen rakentaminen voidaan tehdä vaiheissa siten, että junaliikenteen sujuvuus voidaan taata. (Laatunen 2001)

Ratakaivannoissa käytetään useimmiten teräsponttiseinien profiileista raskaita U-profiileja (kuva 2). Kevyitä pontteja ei usein voida käyttää ratakaivannoissa, sillä ne eivät kestä ratapenkereen läpi lyömistä. Yleensä ratakaivannoissa käytetäänkin taivutusvastukseltaan yli $1000 \text{ cm}^3/\text{m}$ olevia teräsponttiprofiileja. (Laatunen 2001)



Kuva 2. Teräsponttiseinän U-profiili (De Paoli ym. 1989).

Teräsponttiseinä aiheuttaa raiteeseen usein painumia. Jos profiilin lyönti ponttilukoon ei onnistu, maa-ainesta ja vettä pääsee valumaan profiilien välistä. Kun maa-aines kulkeutuu seinän takaa pois, jää seinän taakse tyhjää tilaa. Tämä taas aiheuttaa raiteiden painumista, jos raidetta ei tueta riittävästi. (Laatunen 2001)

Settiseinä

Toinen ratakaivannoissa käytetty tukiseinä on settiseinä. Settiseinää käytetään kuitenkin nykyään harvoin. Settiseinää voidaan käyttää, jos kohteessa sallitaan suuria painumia eikä tukiseinän tarvitse olla vesitiivis. (Laatunen 2001)

Settiseinää voidaan käyttää matalissa ja syvissä kaivannoissa etenkin kittkamaassa. Koska settiseinä ei ole vesitiivis, joudutaan sitä käytettäessä pohjavedenpinta usein alentamaan. (Korhonen ym. 1986)

3.2 Toimintatapa ja tuentatapa

Rakennuskaivanto-ohjeen (RIL 181 1989) mukaan tukiseinän toimintatapoja ovat tukemattomat tukiseinät, yhdeltä tasolta tuetut tukiseinät ja usealta tasolta tuetut tukiseinät. Tuentatavaltaan tukiseinärakenteet ovat vapaita tai tuettuja. Tuetut kaivannot voivat olla joko sisäpuolelta tai ulkopuolelta tuettuja.

Vapaa tukiseinä

Vapaata tukiseinää kutsutaan myös tukemattomaksi tai ulokkeelliseksi tukiseinäksi. Vapaa tukiseinä on upotettu maahan ja pysyy pystyssä ainoastaan maahan upotettuun seinän osaan vaikuttavan passiivipaineen ansiosta. Vapaita tukiseiniä voidaan käyttää matalissa kaivannoissa. Pysyvissä tukiseinissä vapaata tukiseinää voidaan käyttää vain kittkamailla, sillä koheesiomaassa vapaa tukiseinä alkaa ajan mittaan kalistua. (Vepsäläinen 2010b)

Ulkopuolelta tuettu tukiseinä

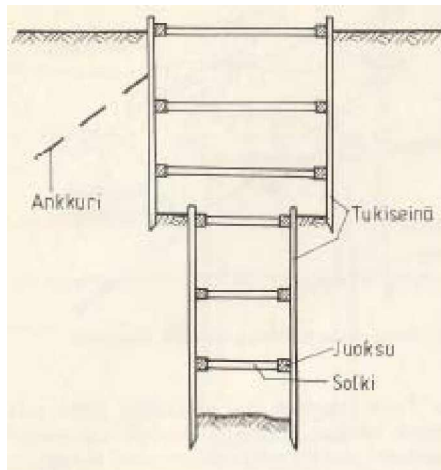
Ulkopuolista tuentaa käytetään etenkin leveissä ja syvissä kaivannoissa. Tukiseinä voidaan tukea vaakasuuntaisilla tai vinoilla ankkureilla. Tuentaan voidaan käyttää vaakasuoria vetotankoja, jotka kiinnitetään ankkurilaattaan (kuva 3). Ankkurointi voidaan tehdä myös injektoiduilla maa- tai kallioankkureilla. Tukitasoja voi olla yksi tai useampia. (Korhonen ym. 1986)



Kuva 3. Ulkopuolelta tuettu tukiseinä (Korhonen ym. 1986).

Sisäpuolelta tuettu tukiseinä

Sisäpuolisessa tuennassa tukiseinä tuetaan sisältä päin. Kapeissa kaivannoissa sisäpuolinen tuenta voidaan tehdä siten, että vaakatuetaan tuetaan kaivannon vastakkaisiin seiniin (kuva 4). Leveissä kaivannoissa voidaan sisäpuoliset vinotuet tukea esimerkiksi kaivannon keskellä oleviin perustuksiin tai ne voidaan ankkuroida betonilaattaan. (Korhonen ym. 1986)



Kuva 4. Sisäpuolinen tuenta (Korhonen ym. 1986).

Sisäpuolinen tuenta on usein helpompi ja nopeampi toteuttaa. Sisäpuolinen tuenta ei kuitenkaan aina tule kysymykseen, sillä kaivannon rakenteet ja toiminnot saattavat estää sisäpuolisten tukien sijoittelun. (Korhonen ym. 1986) Laatusen (2001) mukaan sisäpuolista tuentaä käytetään työnaikaisissa ratakaivannoissa harvoin. Hänen mukaansa näissä harvoissa tapauksissa joko tuetaan vastakkaiset seinät vaakatuilla toisiinsa tai ankkuroidaan vinotuet perustusrakenteisiin.

4 Tukiseiniin kohdistuvat kuormat

4.1 Maanpaine

Maanpaine syntyy, kun maamassa aiheuttaa kosketuspaineen rakenteeseen esimerkiksi tukiseiniään. Paitsi maan oma kuorma myös ulkoiset kuormat voivat vaikuttaa maanpaineen suuruuteen. Tukiseiniään kohdistuvan maanpaineen suuruus riippuu maan laadusta, ja lujuudesta sekä tukiseinän liikkeistä. Tukiseinän liikkeiden perusteella maanpainetta kuvataan termeillä lepopaine, aktiivinen maanpaine ja passiivinen maanpaine. (Avellan ja Tornivaara-Ruikka 1990)

Aktiivisen maanpaineen murtorajatilaa eli maanpaineen minimiarvoa nimitetään aktiiviseksi murtorajatilaksi. Passiivisen maanpaineen murtorajatilaa eli maanpaineen maksimiarvoa nimitetään passiiviseksi murtorajatilaksi.

Lepopaineen käsite voidaan johtaa seuraavalla tavalla. Kun seinä lyödään maahan, säilyy maan jännitystila ennallaan. Tällöin seinään vaikuttaa molemmilla puolilla samansuuruinen maanpaine. Kun maa kaivetaan seinän toiselta puolelta pois, niin oletetaan, että seinä ei edelleenkään liiku. Tällöin seinän takana oleva maa aiheuttaa seinään samansuuruisen paineen kuin ennen kaivua. Tätä maanpainetta nimitetään lepopaineeksi. Lepopaine on siis seinään vaikuttava jännitys silloin, kun siirtymiä ei ole tapahtunut. (Rantamäki ym. 1979)

Aktiivinen maanpaine saavutetaan, kun seinä liikkuu kaivantoon päin. Tällöin, kun seinän toiselta puolelta kaivetaan maa, siirtyy seinä kaivannon suuntaan. Kun siirtymä on tarpeeksi suuri, aiheutuu seinän takana olevassa maassa murtotilanne. Murtohetkellä leikkausjännitys on leikkauslujuuden suuruinen vastustaessaan seinän takaisen maan luisumista alaspäin murtopintaa pitkin. Tämän seurauksena maanpaine saavuttaa minimiarvonsa. Tätä minimiarvoa nimitetään aktiiviseksi maanpaineeksi ja kyseistä rajatilaa aktiiviseksi rajatilaksi (RIL 207 2009, Rantamäki ym. 1979)

Passiivinen maanpaine saavutetaan, kun seinää työnnetään ja se liikkuu maamassaan päin. Kun siirtymä on tarpeeksi suuri, syntyy maassa murtotilanne. Murtohetkellä leikkausjännitys on leikkauslujuuden suuruinen vastustaessaan maan liikkumista. Näin seinän työntämiseen tarvittava voima saavuttaa maksimiarvonsa. Tätä maksimiarvoa nimitetään passiiviseksi maanpaineeksi ja kyseistä rajatilaa passiiviseksi rajatilaksi (RIL 207 2009, Rantamäki ym. 1979)

Maanpaineteoriat voidaan jakaa murtotilaan perustuviin ja käyttötilaan (kimmoteoriaan) perustuviin teorioihin (Avellan ja Tornivaara-Ruikka 1990).

Coulombin maanpaineteoria

Coulombin maanpaineteoria perustuu kinemaattiseen alarajaratkaisun liukupintamenetelmällä. Tilannetta tarkastellaan tasomuodonmuutostilassa. Teorian mukaan seinän taakse muodostuu murtotilassa oleva tasoliukupinta. Liukupinnan yläpuolella oleva maamassa liukuu kuten jäykkä kappale ja liukupinnalla vaikuttavat täysin kehittyneet koheesio ja kitka. Coulombin teoria huomioi seinäkitkan. Coulombin teoria keskittyy tukirakenteen ja liukupinnan välisen maamassan tasapainotilan tarkasteluun. Tasapainotilan tarkastelussa tarkastellaan

maamassaan kohdistuvien voimien tasapainoa, mutta momenttitasapainoa ei huomioida. (Vepsäläinen 2010a, Avellan ja Tornivaara-Ruikka 1990)

Rankinen maanpaineteoria

Rankinen maanpaineteoria perustuu staattiseen ylärajaratkaisuun liukuviivamenetelmällä käyttäen jäykkäplastista materiaaalimallia. Tilanetta tarkastellaan tasomuodonmuutostilassa. Teorian mukaan seinän takana oleva kolmionmuotoinen maa-alue on kokonaan murtotilassa (plastinen tila). Murtoalue rajoittuu liikkumattomaan maaperään (kimmainen tila). Plastisen ja kimmoisen vyöhykkeen rajapinta on suora taso. (Vepsäläinen 2010a)

Rankinen maanpaineteorialla ei siis tutkita suoraan maanpainetta tukiseiniä vasten. Siinä käsitellään maan omasta painosta aiheutuneita jännityksiä maamassan sisällä. Rankinen teoriassa ei huomioida seinäkitkaa, vaan se oletetaan nollaksi. (Avellan ja Tornivaara-Ruikka 1990)

Käyttötilaan perustuvat maanpaineteoriat

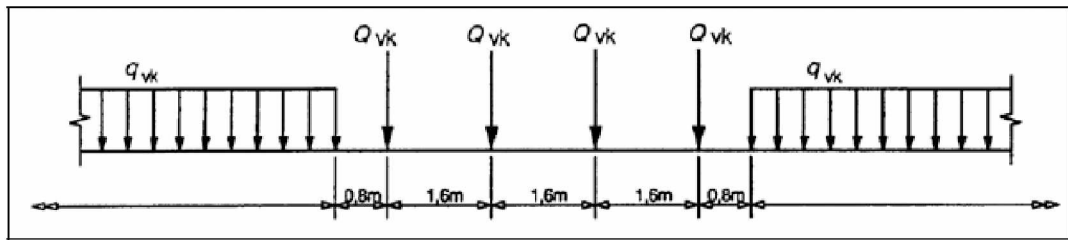
Käyttötilaan perustuvat maanpaineteoriat ovat lineaarisen kimmoteorian sovellutuksia. Tällöin muodonmuutosten maassa on oletettu noudattavan Hooken lakia. Kimmoteorialla voidaan määrittää analyytisesti tai numeerisesti maamassan pisteisiin vaikuttava jännitys- ja siirtymätila. Kimmoteorioita käytetään lepopaineen kuormittamia rakenteita vasten vaikuttavia piste- ja viivakuormien aiheuttamia paineita määritettäessä. (Avellan ja Tornivaara-Ruikka 1990)

4.2 Junakuormat

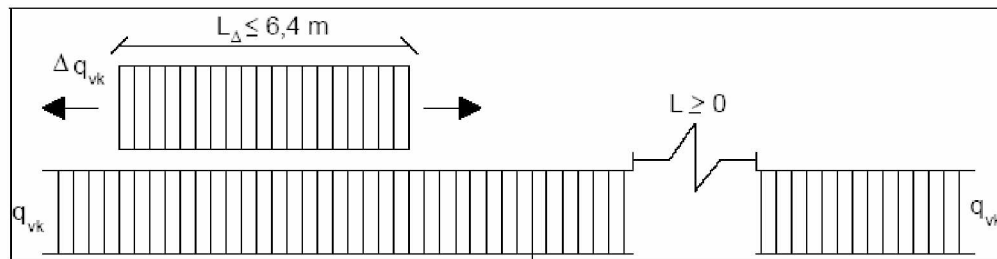
Pystysuora junakuorma

Kun kaivanto sijaitsee rata-alueella, jossa on junaliikennettä, kaivannon tukiseiniin kohdistuu junakuormia. Junakuorma syntyy aina, kun juna ohittaa kaivannon. Junakuorma luokitellaan Eurokoodin mukaisesti muuttuvaksi kuormaksi. Junakuorma on lyhytaikainen muuttuva kuorma.

RHK (2008) kuormakaavion LM71 mukaan junakuorma muodostuu neljästä akselikuormasta Q_{vk} sekä nauhakuormasta q_{vk} (kuva 5). Junien aiheuttamaa kuormaa tukiseiniin voidaan kuvata kuormakaavion LM71 mukaan myös kahtena tasaisena kuormana q_{vk} ja Δq_{vk} (kuva 6). Tällöin akselikuormat on muutettu vastaamaan kahta tasaisista kuormaa q_{vk} ja Δq_{vk} . Kuormien q_{vk} ja Δq_{vk} suuruudet riippuvat kaluston sallitusta akselipainosta ja ne saadaan taulukosta 2. (RHK 2008)



Kuva 5. Kuormakaavion LM71 mukainen junakuorma (RHK 2008).



Kuva 6. Kuormakaavion LM71 mukainen junakuorma kahtena tasaisena kuormana. (RHK 2008)

Taulukko 2. Kaluston sallittuja akselipainoja vastaavat mitoituskuormakaavion tunnusukset sekä akselikuormat ja nauhakuormat. (RHK 2008)

Kaluston sallittu akselipaino [kN]	Mitoituskuormakaavion tunnus	Mitoituskuormakaavion nauhakuorma, q_{vk} [kN/m]	Δq_{vk} [kN/m]	Mitoituskuormakaavion akselikuormat, Q_{vk} [kN]
170	LM71-17	60	58	188
225	LM71-22,5	80	76	250
250	LM71-25	88	84	275
300	LM71-30	106	102	333
350	LM71-35	120	111	370

Edellä käsitellyt kuormat ovat staattisia eli ne vastaavat paikallaan olevaa junaa. Liikkuvan junan aiheuttama kuorma saadaan, kun kuormakaaviosta LM71 saadut nauha- ja akselikuormat kerrotaan sysäyskertoimella α_v . Näin saatua kuormaa nimitetään dynaamiseksi junakuormaksi.

RHK (2008) mukaan tukiseinän rakenteellisessa mitoituksessa käytetään dynaamista junakuormaa, kun taas tukiseinän stabiiliteetin geoteknisessä mitoituksessa (upotussyvyys) käytetään staattista junakuormaa. Sysäyskerroin on 1,25 aina pohjarakennustyömaan kohdalla (RHK 2008).

Olemassa olevien ratojen suunnittelussa sysäyskertoimelle käytettävä arvo riippuu liikennöintinopeudesta ja kunnossapitotasosta. Sysäyskerroin lasketaan yhtälön 7 mukaan, jos liikennöintinopeus on yli 60 km/h ja yhtälön 8 mukaan, jos liikennöintinopeus on pienempi kuin 60 km/h. (RHK 2008)

$$\varphi_V = 1 + n \left(1 + 0,5 * \frac{V - 60}{K_i} \right) \quad (7)$$

$$\varphi_V = 1 + n \quad (8)$$

missä φ_V on sysäyskerroin
 n on radan kunnossapitotasosta riippuva kerroin (selviää taulukosta 3)
 V on junan liikennöintinopeus rataosalla
 $K_i = 80$ tavarajunille ja $K_i = 190$ matkustajajunille

Taulukko 3. Radan kunnossapitotasosta riippuva kerroin n . (RHK 2008)

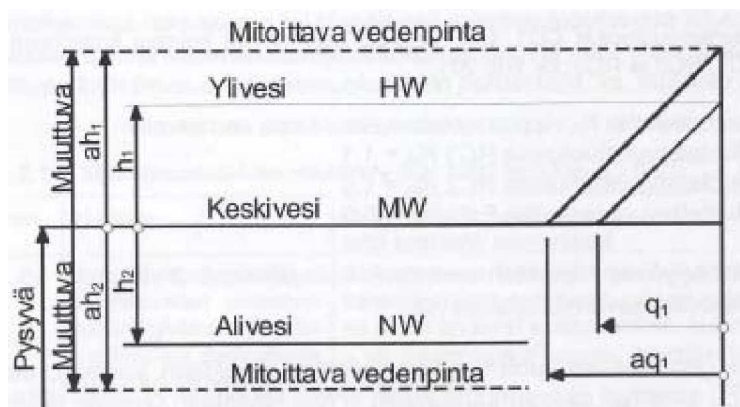
Rataosan kuntoluokka	Kunnossapitotaso	Kerroin n
Korkea kunnossapitotaso	1A, 1AA	0,15
Normaali kunnossapitotaso	1-4	0,20
Alhainen kunnossapitotaso	5-6	0,25

Vaakasuora junakuorma

RHK (2008) mukaan tukiseinän mitoituksessa tulee huomioida vaakasuuntaiset voimat, jotka aiheutuvat keskipakovoimasta ja vaakasuuntaisesta sysäyksestä. Ohjeessa (RHK 2008) ei kuitenkaan oteta kantaa, miten kyseiset vaakavoimat tulee huomioida.

4.3 Pohjavedenpaine

Pohjavedenpaineen mitoitusarvo voidaan määrittää joko käyttämällä osavarmuuslukuja ominaisvedenpaineisiin tai käyttämällä turvamarginaalia ominaisvedenkorkeustasoon. Vedenpainetta arvioitaessa määrätään mitoittava pohjavedenpinta. Mitoittava pohjaveden pinnan korkeus määritetään kuvan 7 avulla. Yli-, keski- ja alivedenpinnan korkeudet selvitetään pitkäaikaisten havaintojen perusteella sekä pohjaveden vuotuiset korkeusvaihtelut ja sadanta huomioiden. (RIL 207 2009)



Kuva 7. Mitoittavan pohjavedenpinnan määrittäminen. (RIL 207 2009)

Korjauskertoimen a arvo riippuu siitä kuinka pitkältä ajalta veden pinnan vaihteluista on havaintoja. Mitä lyhyempi havaintojakso on, sitä suurempi on korjauskerroin a .

Kun havaintojakso on yli kolmen vuoden pituinen, $a = 1,2$.

Kun havaintojakso on vähintään vuoden pituinen, $a = 1,4$.

Kun havaintojakso on lyhytaikainen, $a = 1,6$.

Tukiseinien mitoittamisessa ollaan kiinnostuneita vedenpaine-eroista. Jos pohjavedenpinnat ovat tukiseinän molemmilla puolilla samalla tasolla, ei vedenpaine-eroa synny. Jos pohjavedenpinnat ovat tukiseinän eri puolilla eri tasoilla, syntyy vedenpaine-ero. Tämä vedenpaine-ero aiheuttaa tukiseinään kuorman. Sellaisissa tilanteissa, joissa pohjavedenpinnantasot seinän eri puolilla ovat eri tasoilla, mutta pohjavedenvirtausta ei esiinny, kohdistuu tukiseinään hydrostaattisesta vedenpaineesta johtuva paine-ero. Tilanteissa, joissa pohjavedenpinnantasot seinän eri puolilla ovat eri tasoilla, ja pohjavedenvirtausta esiintyy, kohdistuu seinään hydrodynaaminen vedenpaine. Tällaista pohjavedenvirtausta kutsutaan suotovirtaukseksi. Suotovirtausta voi esiintyä esimerkiksi karkearakeisissa maissa.

Huokosvedenpaine

Maan jännitys vedellä kyllästyneessä maassa voidaan jakaa raepaineeseen ja huokosvedenpaineeseen. Raepaine eli tehokas jännitys syntyy maarakeiden kosketuksista toisiinsa ja se ilmaistaan keskimääräisenä paineena kokonaispoikkileikkaukselle. Huokosvedenpaine on vedenpaine, joka vaikuttaa rakeiden väleillä joka suuntaan. Raepaine vaikuttaa maan lujuuteen, kun taas huokosvedenpaine ei. Tämän vuoksi niiden erottelu on tarpeen.

Jos maata kuormitetaan, syntyy huokosveden ylipainetta. Karkearakeisissa maissa huokosveden ylipaine alenee, kun vesi pääsee purkautumaan sivuille. Samalla, kun huokosvedenpaine pienenee, raepaine suurenee rakeiden tiivistyessä. Hienorakeisissa maissa huokosveden ylipaine alenee ja raepaine kasvaa hyvin hitaasti, koska vedenläpäisevyys on pieni. (Rantamäki ym. 1979)

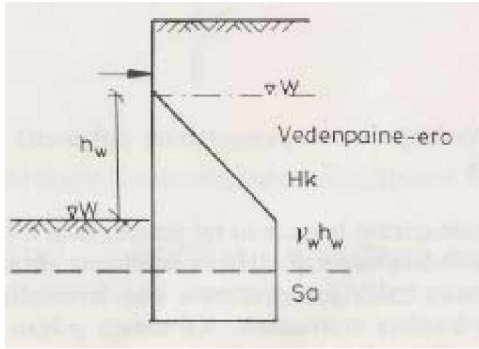
Hydrostaattinen vedenpaine

Vedenpaine on hydrostaattista, kun pohjavedenpinnat ovat eri tasoilla tukiseinän eri puolilla, mutta vesi ei virtaa. Hydrostaattista painetta voi esiintyä esimerkiksi koheesiomaassa lyhyen aikavälin tarkastelussa.

Hydrostaattinen vedenpaine lasketaan yhtälöllä 9 (Vepsäläinen 2009). Kuva 8 havainnollistaa hydrostaattisen vedenpaineen laskemista.

$$u = \gamma_w * d \quad (9)$$

missä u on hydrostaattinen vedenpaine
 γ_w on veden tilavuuspaino
 d on syvyys vedenpinnasta



Kuva 8. Hydrostaattinen vedenpaine. (RIL 181 1989)

Hydrodynaaminen vedenpaine

Hydrodynaaminen vedenpaine syntyy, kun pohjavedenpinnat ovat eri tasoilla tukiseinän eri puolilla ja pohjavedenvirtausta esiintyy. Vepsäläisen (2009) mukaan Eurokoodissa SFS-EN 1997-1 ei ole määritetty tapaa, jolla hydrodynaaminen vedenpaine tulee ottaa huomioon mitoituksessa.

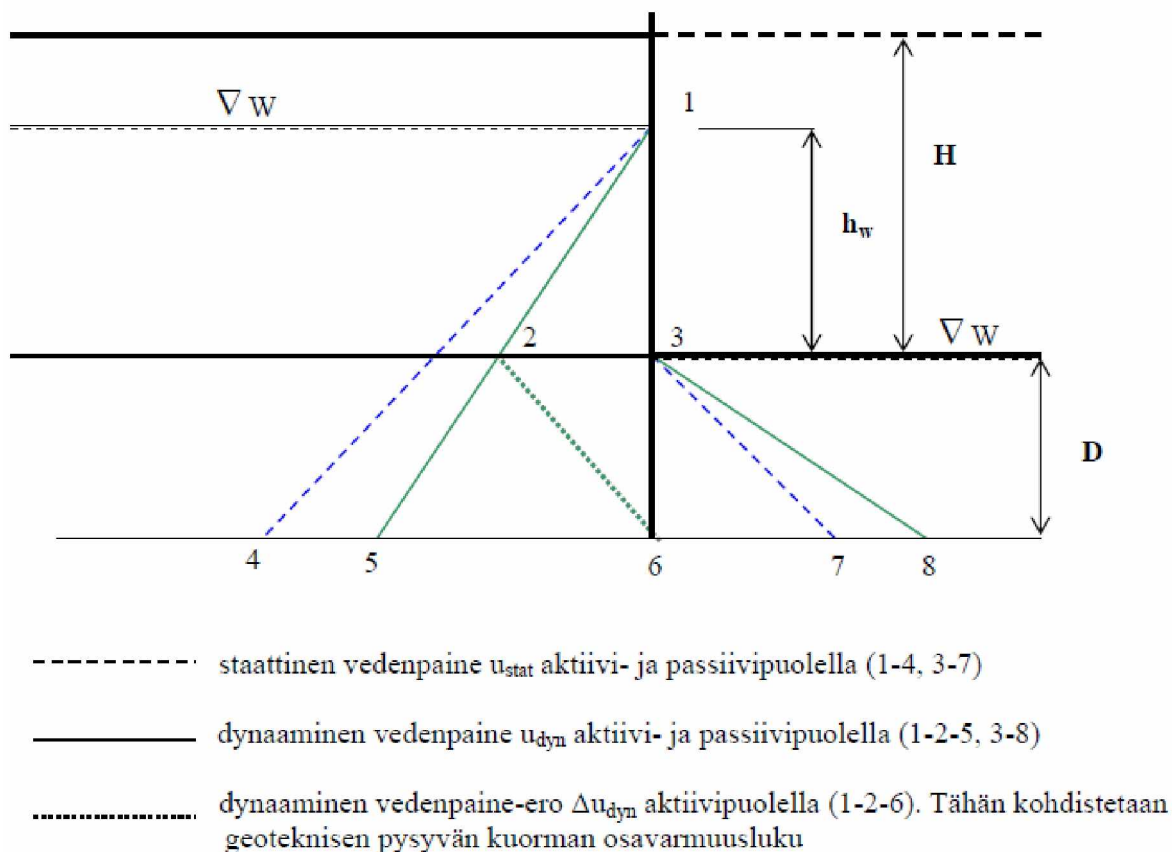
Vepsäläinen (2009) esittää, että hydrodynaaminen vedenpaine-ero voidaan ottaa huomioon mitoituksessa esimerkiksi lineaarisella tasoitusmenetelmällä. Menetelmässä staattinen vedenpaine-ero tasoitetaan lineaarisesti koko sille seinän matkalle, jolle vedenpaine vaikuttaa aktiivi- ja passiivipuolella eli $h_w + 2D$ (kuva 9).

Pohjaveden virtauksen vaikutus tehokkaisiin jännityksiin lasketaan siten, että ensin määritetään pystyjännitykset σ_{tot} kokonaistilavuuspainoilla sekä aktiivi- että passiivipuolilla. Tällöin pohjavedenpinnan yläpuolella tulee käyttää vedellä kyllästymätöntä tilavuuspainoa ja pohjavedenpinnan alapuolella vedellä kyllästynyttä tilavuuspainoa. Tehokkaat pystyjännitykset σ'_{dyn} lasketaan jatkuvassa suotovirtaustilassa aktiivi- ja passiivipuolilla yhtälön 10 mukaan. (Vepsäläinen 2009)

$$\sigma'_{dyn} = \sigma_{tot} - u_{dyn} \quad (10)$$

missä σ_{tot} on pystyjännitykset kokonaistilavuuspainoilla
 u_{dyn} on dynaaminen vedenpaine

Dynaamisen vedenpaineen sekä tehokkaiden pystyjännitysten laskemisesta on esimerkki liitteessä 1.



Kuva 9. Dynaamisen vedenpaineen ja vedenpaine-eron määrittäminen lineaarisella tasoitusmenetelmällä. (Vepsäläinen 2009)

Kun virtauspaineita lasketaan, tulee varmistua myös siitä, ettei hydraulista murtumista tapahdu kaivannon pohjalla (RIL 181 1989). Hydraulista murtumista on käsitelty luvussa 6.8.

4.4 Tärinä

Junaliikenne aiheuttaa tukiseinään tärinää. Tärinän vaikutukset tukiseinään kohdistuviin maanpaineisiin riippuvat junaradan etäisyydestä, junan akselipainosta, junan nopeudesta sekä radan tasaisuudesta. Junan aiheuttama tärinä pienentää maan kitkakulmaa ja koheesiota, suurentaa aktiivisen maanpaineen kerrointa ja pienentää passiivisen maanpaineen kerrointa. (Tran 2008, Laatonen 2001)

Kun halutaan arvioida junaliikenteen aiheuttamaa tärinää, voidaan suorittaa tärinämittauksia tai arvioida jonkun aiemman kohteen perusteella mahdollisia tärinöitä. Tärinän vaikutuksia tukiseinään maanpaineisiin arvioitaessa on hyvä huomata, että tärinä vaimenee maassa syvemmälle mentäessä. Näin ollen tärinä olisi syytä huomioida suurempana lähellä maanpintaa (Laatonen 2001).

Eurokoodi ei ota kantaa tärinän huomioimiseen mitoituksessa. Jos tarkempaa laskentatapaa ei ole, tärinä huomioidaan mitoituksessa siten, että tärinäkeskuksen läheisyydessä aktiivista maanpainetta korotetaan vähintään 25 % ja passiivista maanpainetta vähennetään vähintään 20 % (Ympäristöministeriö 2003). Työnaikaisissa

tukiseinissä tärinän vaikutuksia voidaan vähentää alentamalla viereisen radan liikennöintinopeuksia.

Nopeat junat voivat aikaansaada pengervärähtelyn. Värähtelyä voidaan arvioida dynaamisella analyysillä. Pengervärähtelyriski voidaan jättää huomiotta, jos liikennöintinopeudet ovat alle 160km/h. (RHK 2008)

4.5 Muut kuormat

Roudan tukiseinään aiheuttamaa painetta nimitetään routimispaineeksi. Routimispaine voi nousta suureksi. Maan jäätyminen tukiseinän takana pyritään estämään kuivattamalla, lämpöeristämällä tai lämmittämällä (Laatunen 2001).

Törmäysvoimia voi syntyä liikenteen, jäämassojen tai aaltojen törmäyksistä. Mitoitustarvon valintaan vaikuttavat kuinka paljon törmäävä massa ja tukiseinärakenne pidättävät energiaa. Vaakasuuntaisissa törmäyksissä tukiseiniin otetaan huomioon tuetun maapohjan jäykkyyden kasvaminen. Vaakasuuntaiset iskut voivat aiheuttaa myös nesteytymisriskin, joka täytyy huomioida. (RIL 207 2009)

Maan tiivistys saattaa aiheuttaa lisämaanpainetta. Lisämaanpaine riippuu maan tilavuuspainosta, tiivistimen painosta ja keskipakovoimasta, joka aiheutuu tärytiivistimen epäkeskon pyörimisestä (RIL 181 1989).

Lisäkuormia tukiseinään voivat aiheuttaa maanpinnalla olevat rakennukset ja tavarat.

5 Maanpaine kerrointen ja maanpaineiden määrittäminen

5.1 Yleistä

5.1.1 Aktiivisen ja passiivisen rajatilan kehittymiseen tarvittava siirtymä

Aktiivipuolen maanpaine alkaa pienentyä ja passiivipuolen maanpaine suurentua, kun seinä liikkuu. Kun seinä on liikkunut tarpeeksi, aktiivipuolella saavutetaan täysin mobilisoitunut aktiivipaine ja passiivipuolella täysin mobilisoitunut passiivipaine. Siirtymät, jotka tarvitaan täysin mobilisoituneiden paineiden saavuttamiseen, riippuvat maalajista. Taulukossa 4 on eri maalajien siirtymien suuruudet, joilla aktiivi- ja passiivipaineet mobilisoituvat. Nämä ovat RIL 121 (2004) ja RIL 189 (1989) suosittamia arvoja, joita Suomessa on yleisesti käytetty. Myös Eurokoodin standardissa SFS-EN 1997-1 on esitetty omat arvonsa siirtymien suuruuksista, joilla aktiivi- ja passiivipaineet mobilisoituvat (liite 2). Nämä arvot on esitetty ohjeissa Liikennevirasto (2010a) ja RIL 207 (2009). Siirtymien suuruudet riippuvat seinän siirtymistavasta ja niissä on otettu kantaa vain kitkamaassa tarvittaviin siirtymiin (RIL 207 2009). Esitetyt arvot eroavat jonkin verran RIL 121 (2004) arvoista.

Taulukko 4. Aktiivi- ja passiivipaineiden kehittymiseksi tarvittavat siirtymät (RIL 121 2004).

Maalaji	Aktiivisen maanpaineen kehittymiseksi tarvittava siirtymä	Passiivisen maanpaineen kehittymiseksi tarvittava siirtymä
Tiivis hiekka	0,0005 H_a	0,002 H_p
Löyhä hiekka	0,002 H_a	0,006 H_p
Kiinteä savi	0,01 H_a	0,02 H_p
Pehmeä savi	0,02 H_a	0,04 H_p

H_a on seinän maassa olevan osan korkeus, johon aktiivinen maanpaine kohdistuu.

H_p on seinän maassa olevan osan korkeus, johon passiivinen maanpaine kohdistuu.

5.1.2 Seinän leikkauskestävyysskulma ja adheesio

Seinän leikkauskestävyysskulma kuvaa tukirakenteen ja maan välistä kitkaa. Sen suuruus riippuu maan leikkauskestävyysskulmasta ja tukiseinä materiaalista. Koheesiomaissa maanpaine vaikuttaa vaakasuoraan, jolloin seinän leikkauskestävyysskulma on nolla (RIL 181 1989). Koheesiomaissa seinän ja maan välillä esiintyy sitä vastoin adheesiota (RIL 181 1989).

Eurokoodi

Eurokoodissa seinän leikkauskestävyysskulma δ teräsponttiseinälle sekä aktiivi- että passiivipuolella saadaan yhtälöllä 11 (Bond ja Harris 2008).

$$\delta_d = k * \varphi_{cv,d} \quad (11)$$

missä

δ_d on seinän leikkauskestävyysskulman mitoitusarvo

k on kerroin, jonka suuruus riippuu seinämateriaalista

$\varphi_{cv,d}$ on maan kriittisen tilan leikkauskestävyysskulman mitoitusarvo

Kertoimen k arvoksi teräsponttiseinälle hiekassa ja sorassa valitaan korkeintaan $2/3$. Seinän leikkauskestävyyskulmalle voidaan antaa myös pienempiä arvoja. Erityisesti silloin, kun seinään kohdistuu suuria pystysuoria kuormia tai kun seinä pinnoitetaan, seinän leikkauskestävyyskulmalle annetaan pienempiä arvoja tai seinäkitka jätetään jopa kokonaan huomiotta (Bond ja Harris 2008).

Koheesiomaissa adheesio on heti seinän lyönnin jälkeen nolla. Adheesio kasvaa vähitellen, ja mitoituksessa sille voidaan maksimissaan käyttää arvoa puolet suljetusta leikkauslujuudesta. (Liikennevirasto 2010a) Putkikaivanto-ohjeen (RIL 194 1992) mukaan adheesio on heti seinän lyönnin jälkeen nolla. Ohjeen (RIL 194 1992) mukaan adheesio $0,5 \cdot s_u$ saavutetaan noin yhdessä viikossa ja adheesio $0,7 \cdot s_u$, saavutetaan 3-4 viikossa.

Pohjarakennusohjeet 2004

Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaan seinän leikkauskestävyyskulma ”seinäkitkakulma” δ teräsponttiseinälle karkearakeisissa ja moreenimaissa on aktiivipuolella $2/3\phi$ ja passiivipuolella $1/2\phi$ (RIL 121 2004).

Hienorakeisissa tai eloperäisissä maissa adheesio oletetaan yleensä olevan puolet maan suljetusta leikkauslujuudesta. Pysyvän tukiseinän pystystabiliteetin tapauksessa adheesio oletetaan olevan nolla. (RIL 181 1989)

5.2 Maanpaine kertoimet Eurokoodissa

RIL 207 (2009) suosittelee käytettävän aktiivisen ja passiivisen maanpaine kertoimen määritykseen liitteiden 3 ja 4 nomogrammeja. RIL 207 (2009) mukaan maanpaineet ja maanpaine kertoimet voidaan määrittää myös analyyttisellä menetelmällä, joka on esitetty kirjassa Bond ja Harris (2008). Analyyttinen menetelmä sisältää joitain turvallisuudella puolella olevia likimääräistyksiä (RIL 207 2009).

5.2.1 Aktiivisen rajatilan maanpaine kerroin

Nomogrammit

Aktiivisen maanpaineen kerroin K_a määritetään liitteen 3 kuvien 1, 2, 3 ja 4 nomogrammien avulla (RIL 207 2009). Liitteen 3 kuvan 1 nomogrammia käytetään, kun tuettu maanpinta on vaakasuora. Liitteen kuvien 2, 3 ja 4 nomogrammeja käytetään, kun tuettu maanpinta ei ole vaakasuora vaan viettää seinästä ylöspäin kulmassa α . Tällöin nomogrammi valitaan seinän ja maan leikkauskestävyyskulmien suhteen δ/ϕ' arvon mukaan seuraavasti:

$\delta/\phi' = 0$, valitaan liitteen 3 kuvan 2 nomogrammi.

$\delta/\phi' = 0,66$, valitaan liitteen 3 kuvan 3 nomogrammi.

$\delta/\phi' = 1,0$, valitaan liitteen 3 kuvan 4 nomogrammi.

Kuvien nomogrammeista määrättäessä K_a riippuu siis maan leikkauskestävyyskulmasta ϕ' , seinän leikkauskestävyyskulmasta δ ja tuetun maanpinnan kaltevuudesta β .

Analyttinen menetelmä

Kirjassa Bond ja Harris (2008) on esitetty analyttinen menetelmä, jolla voidaan laskea sekä aktiivi- että passiivipaineet. Menetelmässä käytettävät kertoimet on esitelty maanpaineiden laskemisen yhteydessä luvussa 5.4.

5.2.2 Passiivisen rajatilan maanpaine kerroin

Nomogrammit

Passiivisen maanpaineen kerroin K_p määritetään liitteen 4 kuvien 1, 2, 3 ja 4 nomogrammien avulla. Liitteen 4 kuvan 1 nomogrammia käytetään, kun tuettu maanpinta on vaakasuora. Liitteen 4 kuvien 2, 3 ja 4 nomogrammeja käytetään, kun tuettu maanpinta ei ole vaakasuora vaan viettää seinästä ylöspäin kulmassa β . Nomogrammi valitaan seinän ja maan leikkauskestävyyskulmien suhteen δ/φ' arvon mukaan seuraavasti:

$\delta/\varphi' = 0$, valitaan liitteen 4 kuvan 2 nomogrammi.

$\delta/\varphi' = 0,66$, valitaan liitteen 4 kuvan 3 nomogrammi.

$\delta/\varphi' = 1,0$, valitaan liitteen 4 kuvan 4 nomogrammi.

Kuvien nomogrammeista määrittäessä K_p riippuu siis maan leikkauskestävyyskulmasta φ' , seinän leikkauskestävyyskulmasta δ ja tuetun maanpinnan kaltevuudesta β .

Analyttinen menetelmä

Kirjassa Bond ja Harris (2008) on esitetty analyttinen menetelmä, jolla voidaan laskea sekä aktiivi- että passiivipaineet. Menetelmässä käytettävät kertoimet on esitelty maanpaineiden laskemisen yhteydessä luvussa 5.4.

5.3 Maanpaine kertoimet Pohjarakennusohjeissa 2004

Pohjarakennusohjeiden 2004 (RIL 121 2004) mukaan maanpaine lasketaan Rakenuskavanto-ohjeen (RIL 181 1989) mukaan.

5.3.1 Aktiivinen maanpaine kerroin

Aktiivinen maanpaine kerroin määritetään yhtälön 12 mukaan (RIL 181 1989).

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta_a - \alpha) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta_a - \alpha) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (12)$$

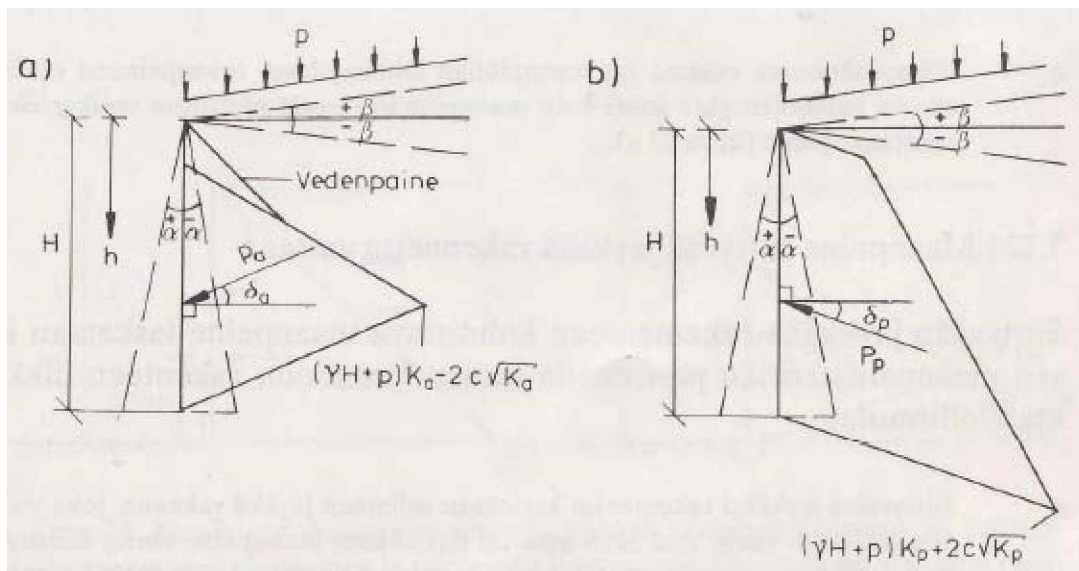
missä φ on maan leikkauskestävyyskulma ("kitkakulma")
 α on tukiseinän kaltevuus (ks. kuva 10)
 β on tukiseinän takana olevan maanpinnan kaltevuus (ks. kuva 10)
 δ_a on aktiivipuolen seinän leikkauskestävyyskulma ("seinäkitkakulma") (ks. kuva 10)

5.3.2 Passiivinen maanpainekerroin

Passiivinen maanpainekerroin määritetään yhtälön 13 mukaan (RIL 181 1989).

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta - \alpha) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (13)$$

missä φ on maan leikkauskestävyyskulma ("kitkakulma")
 α on tukiseinän kaltevuus (kts. kuva 10)
 β on tukiseinän takana olevan maanpinnan kaltevuus (kts. kuva 10)
 δ_p on passiivipuolen seinän leikkauskestävyyskulma ("seinäkitkakulma") (ks. kuva 10)



Kuva 10. Maanpainekertoimien laskemiseksi tarvittavat kulmat. a) aktiiviselle maanpaineelle ja b) passiiviselle maanpaineelle. (RIL 181 1989)

5.4 Maanpaineet Eurokoodissa

5.4.1 Maan lepopaine

Maanpaine lasketaan lepojännitystilassa, kun tukiseinä ei liiku. Jos rakenteen siirty-mä normaalikonsolidoituneessa maassa on pienempi kuin $5 \cdot 10^{-4} \cdot h$ oletetaan seinän ja maan välillä vallitsevan lepopaineen (RIL 207 2009). Maanpaine lasketaan lepopai-neena myös pitkäaikaisessa tilanteessa koheesiomaassa (Liikennevirasto 2010a).

Lepopaine lasketaan yhtälön 14 mukaan (Bond ja Harris 2008).

$$\sigma_h = K_0 \left(\int_0^z \gamma dz + q - u \right) + u \quad (14)$$

missä σ_h on vaakasuuntainen kokonaisjännitys kohtisuoraa seinää vastaan
 γ on maan tilavuuspaino
 q on pystysuuntainen pintakuorma
 u on huokosvedenpaine
 K_0 on lepopaine kerroin, joka lasketaan yhtälön 18 mukaan

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') * \sqrt{OCR} * (1 + \sin \beta) \quad (15)$$

missä K_0 on lepopaine kerroin
 φ' on tehokas leikkauskestävyyskulma
 OCR on ylikonsolidoitumissuhde
 β on maanpinnan kaltevuus

5.4.2 Aktiivisen rajatilan maanpaine

Nomogrammimenetelmä

Aktiivisen rajatilan maanpaineen arvo lasketaan yhtälön 16 mukaan, kun K_a saa arvon nomogrammeista (RIL 207 2009).

$$\sigma_a(z) = K_a \left(\int \gamma dz + q - u \right) + u - c * K_{ac} \quad (16)$$

missä $\sigma_a(z)$ on vaakasuuntainen aktiivipuolen kokonaisjännitys kohtisuoraa seinää vastaan syvyydellä z
 K_a on vaakasuuntaisen aktiivisen maanpaineen kerroin (ks. luku 5.2)
 γ on maan tilavuuspaino
 q on pystysuuntainen pintakuorma
 u on huokosvedenpaine
 c on maan koheesio
 K_{ac} on kerroin, joka lasketaan yhtälön 17 mukaan

$$K_{ac} = 2 \sqrt{\left(K_a \left(1 + \frac{a}{c} \right) \right)}, \text{ rajoitettu arvoon } 2,56 \sqrt{K_a} \quad (17)$$

missä a on adheesio maan ja seinän välissä

5.4.3 Passiivisen rajatilan maanpaine

Nomogrammimenetelmä

Passiivisen rajatilan maanpaineen arvo lasketaan yhtälön 25 mukaan, kun K_p saa arvon nomogrammeista (RIL 207 2009).

$$\sigma_p(z) = K_p \left(\int \gamma dz + q - u \right) + u + c * K_{pc} \quad (25)$$

missä $\sigma_p(z)$ on vaakasuuntainen passiivipuolen kokonaisjännitys kohtisuoraa seinää vastaan syvyydellä z
 K_p on vaakasuuntaisen passiivisen maanpaineen kerroin (ks. luku 5.2)
 γ on maan tilavuuspaino
 q on pystysuuntainen pintakuorma
 u on huokosvedenpaine
 c on maan koheesio
 K_{pc} on kerroin, joka lasketaan yhtälön 26 mukaan

$$K_{pc} = 2\sqrt{\left(K_p \left(1 + \frac{a}{c}\right)\right)}, \text{ rajoitettu arvoon } 2,56\sqrt{K_p} \quad (26)$$

missä a on adheesio maan ja seinän välissä

Analyttinen menetelmä

Analyttisellä menetelmällä voidaan laskea tehokas maanpaine yhtälön 27 avulla (Bond ja Harris 2008).

$$\sigma'_p = K_{p\gamma} \left(\int_0^z \gamma dz - u \right) + K_{pq} q + K_{pc} c \quad (27)$$

missä γ on maan tilavuuspaino
 u on huokosvedenpaine
 c on koheesio
 q on pystysuuntainen pintakuorma

$$K_{p\gamma} = K_n * \cos \beta * \cos(\beta - \theta) \quad (28)$$

$$K_{pq} = K_n * \cos^2 \beta = K_{p\gamma} * \frac{\cos \beta}{\cos(\beta - \theta)} \quad (29)$$

$$K_{pc} = (K_n - 1) * \cot \varphi = \left(\frac{1}{\cos \beta * \cos(\beta - \theta)} * K_{p\gamma} - 1 \right) * \cot \varphi \quad (30)$$

$$K_n = \frac{1 - \sin \varphi * \sin(2m_w - \varphi)}{1 + \sin \varphi * \sin(2m_t - \varphi)} e^{-2(m_t + \beta - m_w - \theta) \tan \varphi} \quad (31)$$

$$2m_t = \cos^{-1} \left(\frac{-\sin \beta}{-\sin \varphi} \right) + \varphi - \beta \quad (32)$$

$$2m_w = \cos^{-1} \left(\frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \right) + \varphi + \delta \quad (33)$$

missä φ on maan leikkauskestävyyskulma
 δ on seinän leikkauskestävyyskulma (ks. kuva 11)
 β on maan kaltevuuskulma kaivannon puolella (ks. kuva 11)
 θ on seinän kaltevuuskulma pystytasosta (ks. kuva 11)

5.4.4 Nomogrammimenetelmän ja analyyttisen menetelmän erot

Nomogrammimenetelmää käytettäessä seinän tulee olla pystysuora. Analyyttistä menetelmää voidaan käyttää myös kaltevan seinän tapauksessa.

Nomogrammien aktiivista maanpainekehoitusta K_a vastaa analyyttisessä menetelmässä K_{ay} . Vastaavasti passiivista maanpainekehoitusta K_p vastaa analyyttisessä menetelmässä K_{py} .

Nomogrammimenetelmän kaavoissa myös pystysuuntainen pintakuorma on kerrottu maanpainekehoituksella K_a tai K_p . Analyyttisen menetelmän kaavoissa sille on oma kertoimensa K_{aq} tai K_{pq} . Jos seinä on pystysuora (eli θ on 0°), on analyyttisen menetelmän K_{aq} yhtä suuri kuin K_{ay} ja K_{pq} on yhtä suuri kuin K_{py} . Molemmissa menetelmissä koheesio kerrotaan omalla kertoimellaan. Taulukoissa 5 ja 6 on vertailtu nomogrammimenetelmän ja analyyttisen menetelmän aktiivisen ja passiivisen maanpaineen kaavojen kertoimia neljällä eri maan ja seinän leikkauskestävyyskulmien yhdistelmällä.

Taulukko 5. *Nomogrammimenetelmän ja analyyttisen menetelmän aktiivisten maanpainekehoitusten vertailu. Seinä on pystysuora ja maanpinta vaakasuora.*

aktiivipainekehoitus	nomogrammi-	analyyttinen
	menetelmä	menetelmä
	K_a	K_{ay}
$\varphi=35^\circ$ ja $\delta=0^\circ$	0,275	0,271
$\varphi=35^\circ$ ja $\delta=23^\circ$ eli $\delta/\varphi=0,66$	0,23	0,229
$\varphi=20^\circ$ ja $\delta=0^\circ$	0,50	0,490
$\varphi=20^\circ$ ja $\delta=13^\circ$ eli $\delta/\varphi=0,66$	0,44	0,434

Taulukko 6. *Nomogrammin menetelmän ja analyyttisen menetelmän passiivisten maanpainekerrointen vertailu. Seinä on pystysuora ja maanpinta vaakasuora.*

passiivipainekerroin	nomogrammi-	analyyttinen
	menetelmä	menetelmä
	K_p	K_{py}
$\varphi=35^\circ$ ja $\delta=0^\circ$	3,7	3,690
$\varphi=35^\circ$ ja $\delta=23^\circ$ eli $\delta/\varphi=0,66$	7,3	6,510
$\varphi=20^\circ$ ja $\delta=0^\circ$	2,05	2,040
$\varphi=20^\circ$ ja $\delta=13^\circ$ eli $\delta/\varphi=0,66$	2,7	2,582

Taulukosta 5 nähdään, että nomogrammin menetelmän ja analyyttisen menetelmän aktiiviset maanpainekertoimet ovat hyvin lähellä toisiaan. Taulukosta 6 nähdään, että nomogrammin menetelmän ja analyyttisen menetelmän passiiviset maanpainekertoimet ovat lähellä toisiaan, mutta niissä on enemmän eroa.

Seinän leikkauskestävyyskulman ollessa nolla saadaan molemmilla menetelmillä aktiiviselle ja passiiviselle maanpainekertoimelle nomogrammien lukutarkkuudella samansuuruiset kerrointen arvot. Kun seinän leikkauskestävyyskulma on saanut arvon $2/3$, analyyttisellä menetelmällä on saatu pienempiä passiivisiä maanpainekertoimia. Analyyttisen menetelmän passiivipainekerroin on turvallisella puolella nomogrammien passiivipainekertoimeen verrattuna, niin kuin RIL 207 (2009) mukaan pitääkin olla.

5.5 Maanpainet Pohjarakennusohjeissa 2004

Pohjarakennusohjeissa 2004 maanpaine määritetään siirtyville taipuisille rakenteille Coulombin maanpaineteoriaan perustuvalla klassisella maanpaineteorialla. Maanpaineteoriassa oletetaan, että tukiseinä siirtyy suuntansa säilyttäen tai kiertyy alareunansa ympäri. (RIL 121 2004)

5.5.1 Lepopaine

Lepopainekerroin voidaan määrittää likimääräisesti yhtälön 34 mukaan (RIL 181 1989).

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (34)$$

missä K_0 on lepopainekerroin
 φ' on maan tehokas leikkauskestävyyskulma ("kitkakulma")

Lepopaineen suuruus lasketaan yhtälöllä 35 tai 36. Yhtälöä 36 käytetään, kun maanpinnalla vaikuttaa tasainen pintakuorma p ja/tai kun maanpinta tukiseinän takana on kalteva kulman suuruudella β . Muulloin käytetään yhtälöä 35. (RIL 181 1989)

$$p_0 = K_0 \cdot \gamma \cdot h \quad (35)$$

$$p_0 = K_0(1 + \sin \beta)(\gamma \cdot h + p) \quad (36)$$

missä p_0 on lepopaine
 K_0 on lepopainekerroin
 γ on maan tilavuuspaino
 h on syvyys maanpinnasta
 β on maanpinnan kaltevuuskulma tukiseinän takana
 p on maanpinnalla vaikuttava tasainen pintakuorma

Jos seinä on kalteva, muodostuu paine lepopaineen lisäksi maamassan painosta. Tällöin seinään kohdistuva paine lasketaan yhtälöllä 37. (RIL 181 1989)

$$p_\alpha = p_0 \cos^2 \alpha + \gamma h \sin^2 \alpha \quad (37)$$

missä p_0 on pystysuoran seinän lepopaine
 α on seinän kaltevuuskulma

5.5.2 Aktiivinen maanpaine

Aktiivinen maanpaine lasketaan yhtälön 38 mukaan (RIL 181 1989).

$$p_a = (\gamma \cdot h + p)K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad (38)$$

missä γ on maan tilavuuspaino
 h on syvyys ko. maakerroksen pinnasta
 p on pintakuorma, joka muodostuu ko. maakerroksen päällä olevien maakerrosten tehokkaasta painosta ja maanpinnalla vaikuttavasta pintakuormasta
 K_a on aktiivinen maanpainekerroin
 c on maan koheesio

5.5.3 Passiivinen maanpaine

Passiivinen maanpaine lasketaan yhtälön 39 mukaan (RIL 181 1989).

$$p_p = (\gamma \cdot h + p)K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad (39)$$

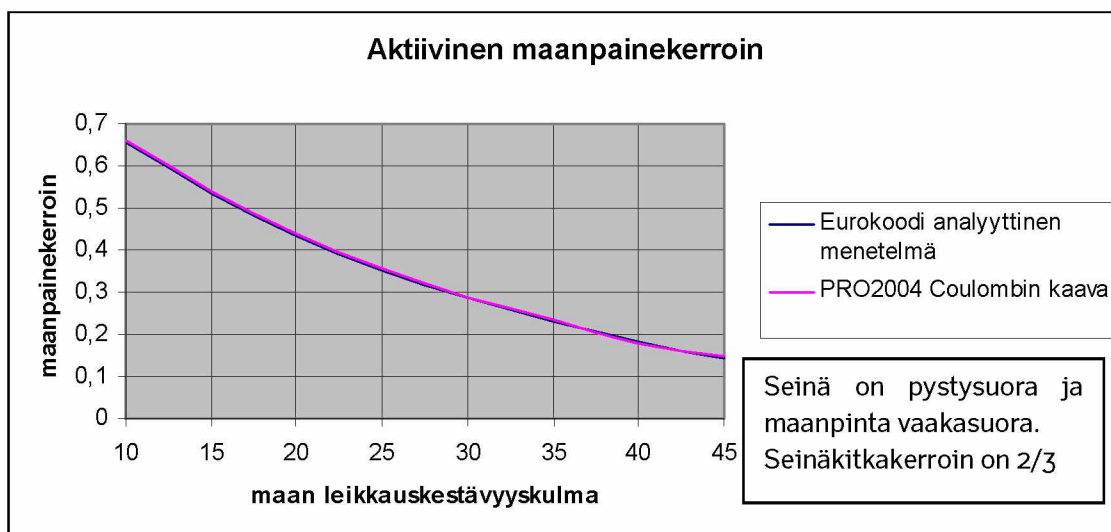
missä γ on maan tilavuuspaino
 h on syvyys ko. maakerroksen pinnasta
 p on pintakuorma, joka muodostuu ko. maakerroksen päällä olevien maakerrosten tehokkaasta painosta ja maanpinnalla vaikuttavasta pintakuormasta
 K_p on passiivinen maanpainekerroin
 c on maan koheesio

5.6 Maanpaineiden erot Eurokoodin ja PRO 2004 välillä

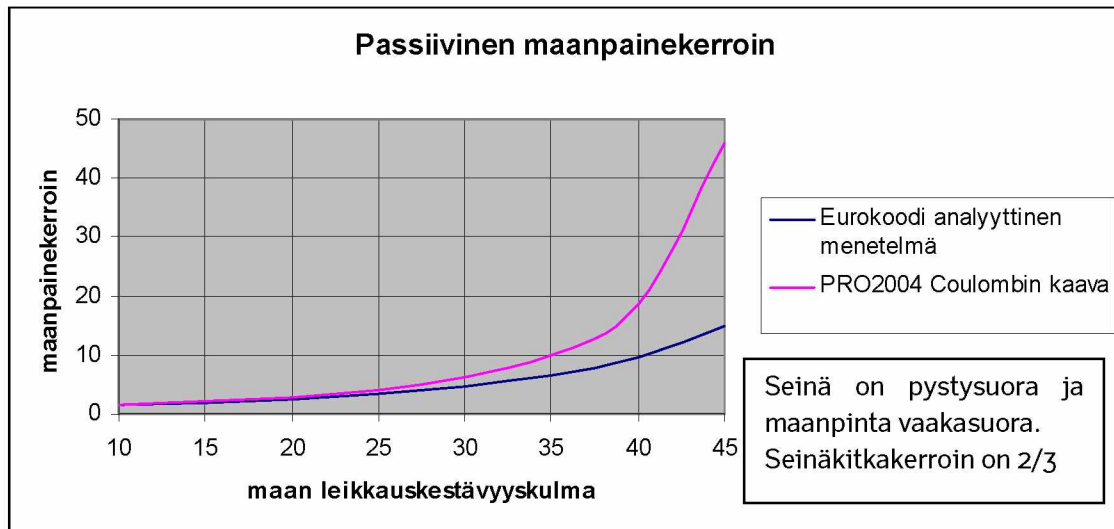
Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeet 2004 mukaisissa aktiivisen maanpaineen laskukaavoissa on eroja. Ensinnäkin aktiivi- ja passiivipainekertoimissa on eroja. Tämä aiheuttaa eroja maanpaineisiin. Toinen eroavaisuus liittyy kaavan yhteen termiin. Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisen kaavan termi $2c\sqrt{K_a}$ on Eurokoodin kaavassa korvattu termillä $2c\sqrt{K_a(1+\frac{a}{c})}$. Eurokoodin kaavassa termi saa suuremman arvon, jos maan ja seinän välissä on adheesiota ($a \geq 0$).

Termin arvo vaihtelee välillä $2c\sqrt{K_a} \leq 2c\sqrt{K_a(1+\frac{a}{c})} \leq 2,56c\sqrt{K_a}$. Koska kyseinen termi esiintyy aktiivisen puolen kaavassa negatiivisena, tarkoittaa tämä, kun adheesio on nollaa suurempi, että Eurokoodin mukainen kaava pienentää aktiivisen maanpaineen saamaa arvoa Pohjarakennusohjeisiin 2004 verrattuna.

Vastaavasti passiivipaineen tapauksessa termi $2c\sqrt{K_p}$ on Eurokoodissa korvattu termillä $2c\sqrt{K_p(1+\frac{a}{c})}$. Termin saama arvo vaihtelee vastaavasti välillä $2c\sqrt{K_p} \leq 2c\sqrt{K_p(1+\frac{a}{c})} \leq 2,56c\sqrt{K_p}$. Passiivisen paineen kaavassa termi esiintyy positiivisena. Tämän vuoksi sillä on Eurokoodissa passiivipainetta suurentava vaikutus verrattuna Pohjarakennusohjeisiin 2004, jos adheesio on nollaa suurempi. Kuvassa 12 on vertailtu Eurokoodin analyyttisen kaavan ja Pohjarakennusohjeiden 2004 käyttämän Coulombin kaavan mukaisia aktiivisen maanpaine kertoimen arvoja. Kuvassa 13 on vertailtu vastaavia passiivisen maanpaine kertoimen arvoja.



Kuva 12. Eurokoodin analyyttisen menetelmän kaavan ja Pohjarakennusohjeiden 2004 Coulombin kaavan mukaiset aktiiviset maanpaine kertoimet.



Kuva 13. Eurokoodin analyyttisen menetelmän kaavan ja Pohjarakennusohjeiden 2004 Coulombin kaavan mukaiset passiiviset maanpaine kertoimet.

Kuvasta 12 nähdään, että aktiiviset maanpaine kertoimet ovat hyvin lähellä toisiaan. Kuvasta 13 nähdään, että passiivisissa maanpaine kertoimissa on eroja. Mitä suurempi on maan leikkauskestävyyskulma, sitä suurempi on maanpaine kerrointen ero analyyttisen menetelmän kaavan ja Coulombin kaavan välillä.

Jos maan leikkauskestävyyskulma on suuri, on suuri merkitys sillä, käyttääkö Eurokoodin suosittamia menetelmiä vai Coulombin kaavaa. Coulombin kaavan passiivista maanpaine kerrointa käytettäessä passiivimaanpaine tulee arvioitua suuremmaksi kuin Eurokoodin suosittamilla menetelmillä. Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaan passiivipuolen seinäkitkakertoimenä teräksellä käytetäänkin korkeintaan arvoa $\frac{1}{2}$. Seinäkitkakertoimella $\frac{1}{2}$ passiivinen maanpaine kerroin pysyy pienempänä ja lähempänä analyyttisen menetelmän maanpaine kerrointa.

RIL 207 (2009) suosittelee, että maanpaine kertoimet määrätään nomogrammeista tai analyyttisellä kaavalla. Jos Coulombin teoriaa kuitenkin käytetään, seinäkitkakertoimenä saa käyttää korkeintaan arvoa $\frac{1}{2}$. (RIL 207 2009) Muutenkin on syytä käyttää varovaisuutta, kun maan ja seinän leikkauskestävyyskulmat ovat suuret.

6 Tukiseinien mitoittaminen

6.1 Yleistä

Tukiseinän geoteknisessä ja rakenteellisessa mitoituksessa on tarkoituksena mitoittaa tukiseinä siten, että se kestää siihen kohdistuvien kuormien rasitukset riittävällä varmuudella. Tukirakenteen siirtymien tulee olla tarpeeksi vähäiset, niin ettei niistä aiheudu haittaa rakenteille tai ympäristölle. Jos kaivannon lähellä on pysyviä rakenteita tai rakennuksia, tulee geoteknisellä mitoituksella määrittää käyttötilan mukaiset muodonmuutokset tukirakenteissa sekä niistä aiheutuvat siirtymät ympäristössä. (RIL 121 2004)

Rakennuskaivannon suunnittelussa käydään läpi ainakin seuraavat asiat (RIL 181 1989):

- pohjasuhteiden selvitys
- tukiseinätyypin, toiminta- ja tuentatavan valinta
- kuormitusten laskeminen
- upotussyvyyden määrittäminen
- tukiseinän ja ankkureiden rakenteellinen mitoitus
- kaivannon kokonaisstabiliteetin varmistaminen
- pystystabiliteetin varmistaminen
- siirtymien tarkistaminen.

Tässä luvussa tukiseinän mitoittamista käydään läpi nimenomaan tietokoneohjelmilla mitoittamisen kannalta. Mitoitusmenettely on Eurokoodin mukainen. Upotussyvyyden, seinien rasitusten mitoituksen, kokonaisstabiliteetin, pystystabiliteetin ja hydraulin murtumisen yhteydessä on kerrottu myös Pohjarakennusohjeiden 2004 mukainen laskentatapa.

6.2 Lähtötiedot

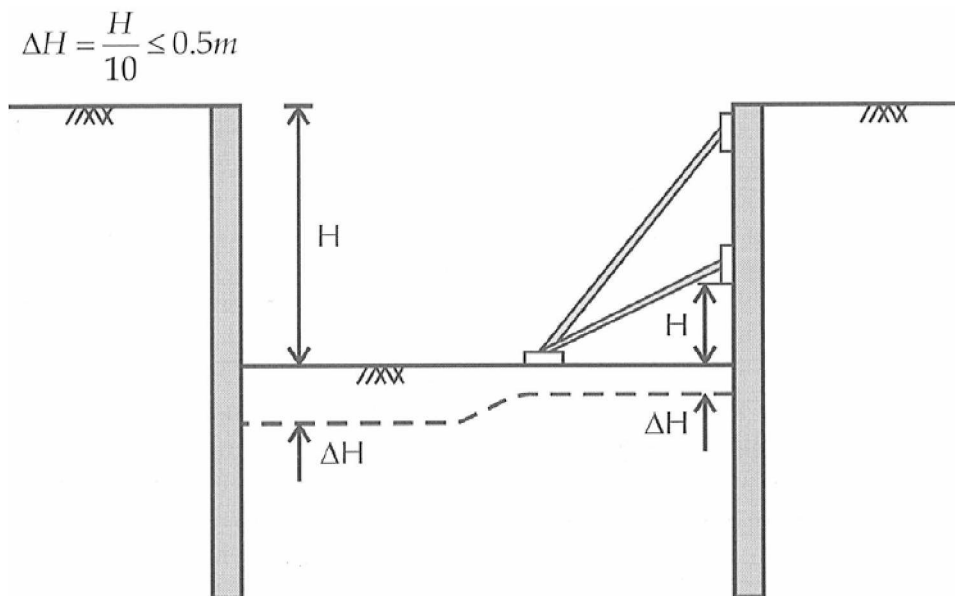
Mitoituksen aluksi on selvitettävä rakennuspaikan pohjasuhteet sekä maakerrosten parametrien arvot. Maaparametreille sovelletaan taulukon 7 sarjaa M1. Kaikkien maaparametrien osavarmuusluvut ovat 1,0.

Taulukko 7. Maaparametrien osavarmuusluvut (γ_M) (STR/GEO). (LVM 2010, taulukko A.4(FI))

Maaparametri	Merkintä	Sarja	
		M1	M2
Leikkauskestävyyskulma ^a	γ_ϕ	1,0	1,25
Tehokas koheesio	γ_c	1,0	1,25
Suljettu leikkauslujuus	γ_{cu}	1,0	1,4
Yksiaksiaalinen puristuskoe	γ_{qu}	1,0	1,4
Tilavuuspaino	γ_γ	1,0	1,0

^a Tällä varmuusluvulla jaetaan $\tan \phi$.

Pohjaveden pinnantason vaihtelut selvitetään luotettavasti ja valitaan mitoittava pohjavedenpinnantaso. Mitoittavan pohjavedenpinnan valinnasta on luvussa 4.3. Kaivannon mittoina laskelmissa käytetään mittatietojen nimellisarvoja. Poikkeuksena on kuitenkin kaivussyvyys. Kaivannon kaivussyvyudeksi asetetaan mitoituksessa ΔH :lla korotettu arvo. (Liikennevirasto 2010a, s.56) ΔH on 10 % alimman tukitason ja kaivannon pohjan välisestä etäisyydestä, korkeintaan kuitenkin 0,5m (Frank ym. 2004). Kuva 14 havainnollistaa asiaa. ΔH :lla varaudutaan kaivun epätarkkuuteen.



Kuva 14. Mitoituksessa käytettävän kaivutason määrittäminen. (Liikennevirasto 2010a)

Tukiseinätyyppin, tukiseinän toimintatavan sekä tukiseinän tuentatavan valintaa on käsitelty luvussa 3.

6.3 Kuormitus

Tukiseinän rakenteellisessa mitoituksessa käytetään mitoitusastetta DA2* (LVM 2010). Tällöin laskelma tehdään ominaisarvoilla ja osavarmuuslukuja sovelletaan vasta kuormien vaikutuksiin. Mitoitusastetta DA2* on kaksi erilaista mitoitusastetta kuormille. Kaavoissa on erilaiset kuormien yhdistelmät. Mitoitusastat ovat nimiltään 6.10a (kaava 40) ja 6.10b (kaava 41) (RIL 207 2009, LVM 2010). Tässä työssä kuormitusastasta 6.10a puhuttaessa tarkoitetaan kaavaa 40 ja kuormitusastasta 6.10b puhuttaessa tarkoitetaan kaavaa 41. Kaavat eroavat siten, että niissä otetaan huomioon eri kuormia. Lisäksi kuormien varmuuskertoimissa on eroja kaavojen välillä. Molemmat kaavat lasketaan ja niistä valitaan tilanteesta epäedullisempi (RIL 207 2009). Kaavassa 6.10a otetaan huomioon vain pysyvät kuormat. Kaavassa 6.10b otetaan huomioon pysyvien kuormien lisäksi myös epäedulliset muuttuvat kuormat. Edullisia muuttuvia kuormia ei oteta huomioon kummassakaan kaavassa.

Kuormituskaava 6.10a:

$$E_d = K_{FI} * 1,35G_{kj, sup} + 0,90G_{kj, inf} \quad (40)$$

Kuormituskaava 6.10b:

$$E_d = K_{FI} * 1,15G_{kj,sup} + 0,90G_{kj,inf} + K_{FI}\gamma_{Q,i}Q_{k,1} + \sum (K_{FI}\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}) \quad (41)$$

missä E_d on kuormien vaikutusten mitoitusarvo
 K_{FI} on kuormakerroin, yleensä $K_{FI} = 1,0$, hankekohtaisesti voi olla erisuuri (LVM 2010)
 $G_{kj,sup}$ on epäedullisen pysyvän kuorman vaikutus
 $G_{kj,inf}$ on edullisen pysyvän kuorman vaikutus
 $Q_{k,1}$ on määräävän muuttuvan epäedullisen kuorman vaikutus
 $\gamma_{Q,1}$ on määräävän muuttuvan kuorman osavarmuusluku (taulukko 8)
 $Q_{k,i}$ on muun muuttuvan epäedullisen kuorman vaikutus
 $\gamma_{Q,i}$ on muun muuttuvan kuorman osavarmuusluku (taulukko 8)
 $\psi_{0,i}$ on muuttuvien kuormien yhdistelykerroin, joka saadaan SFS-EN 1990:2002/A1 liitteen A2 kansallisen liitteen taulukoista A2.1(FI), A2.2(FI) ja A2.3(FI)

Kuormituskaavojen (kaavat 40 ja 41) kuormien vaikutusten osavarmuusluvut saadaan taulukosta 8. Osavarmuuslukuja sovelletaan vasta kuormien vaikutuksiin.

Taulukko 8. LVM:n kansallisen liitteen mukaiset kuorman vaikutusten osavarmuusluvut. (LVM 2010, taulukko A.3a(FI))

	γ_G		γ_P		$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,i}$
yhtälö	Pysyvät kuormat		Esi-jännitys		Määräävä muuttuva kuorma	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat
6.10a	1,35 / 0,90	G	1,10 / 0,90	P		
tai						
6.10b	1,15 / 0,90	G	1,10 / 0,90	P	1,35 · (tieliikennekuorma) 1,35 · (kevyen liikenteen kuorma) 1,45/1,20 · (rautatieliikennekuorma)	1,50 · $\psi_{0,i}$ · (muut muuttuvat kuormat)
	tai					
	1,15 / 0,90	G	1,10 / 0,90	P	1,50 · (muu määräävä muuttuva kuorma)	1,35 · $\psi_{0,i}$ · (tieliikennekuorma) 1,35 · $\psi_{0,i}$ · (kevyen liikenteen kuorma) 1,45/1,20 · $\psi_{0,i}$ · (rautatieliikennekuorma) + 1,50 · $\psi_{0,i}$ · (muut muuttuvat kuormat)

Esi-jännitys koskee vain rakenteen sisäisen jännitystilän muuttamista jännittämällä (esim. sillan päällysrakenne). Se ei koske ulkopuolisia ankkurointeja. (Liikennevirasto 2010a)

Muuttuvan kuorman osavarmuusluvun soveltaminen

Muuttuvan kuorman osavarmuuslukua on mahdollista soveltaa jo lähtöarvoon (Liikennevirasto 2010a). Sovellettaessa osavarmuuslukua muuttuvalle kuormalle jo lähtöarvoon, tulokset eroavat jonkin verran tuloksista, joissa muuttuvan kuorman osavarmuuslukua sovelletaan vasta kuormien vaikutuksiin.

Jos muuttuvalle kuormalle osavarmuuslukua sovelletaan jo lähtöarvoon, muuttuva kuorma kerrotaan muuttuvan kuorman osavarmuusluvun γ_Q ja pysyvän kuorman osavarmuusluvun γ_G osamäärällä (Liikennevirasto 2010a). Muuttuvan kuorman osavarmuusluku jaetaan pysyvän kuorman osavarmuusluvulla, koska muuttuva kuorma on mukana kuormien vaikutuksissa, jotka myöhemmin kerrotaan pysyvän kuorman osavarmuusluvulla. Näin vältetään päällekkäisyydet varmuuksissa. Osavarmuusluvut saadaan taulukosta 8. Esimerkiksi muuttuva rautatieliikennekuorma kerrotaan osamäärällä $1,45/1,15 \approx 1,26$.

Kun tässä työssä puhutaan muuttuvan kuorman osavarmuusluvun soveltamisesta lähtöarvoon, tarkoitetaan muuttuvan kuorman kertomista muuttuvien ja pysyvien kuormien osavarmuuslukujen osamäärällä.

Taulukossa 9 on kestävyiden osavarmuusluvut.

Taulukko 9. Tukirakenteiden kestävyiden osavarmuusluvut (γ_R) (STR/GEO). Sarja R2. (LVM 2010, taulukko A.13(FI))

Kestävyys	Symboli	Sarja R2
Kantokestävyys	$\gamma_{R,v}$	1,55
Liukumiskestävyys	$\gamma_{R,h}$	1,1
Maan kestävyys	$\gamma_{R,e}$	1,5

Kun tässä työssä puhutaan upotussyvyyden määrittämisen ja tukiseinän rakenteellisen mitoituksen yhteydessä eri osavarmuusluvuista, tarkoitetaan niillä Liikenne- ja viestintäministeriön (LVM 2010) osavarmuuslukuja, jotka löytyvät taulukosta 10.

Taulukko 10. Upotussyvyyden ja rakenteellisen mitoituksen yhteydessä käytettävät osavarmuusluvut.

Osavarmuusluvun nimitys	arvo
(epäedullisen) pysyvän kuorman osavarmuusluku 6.10a	1,35
(epäedullisen) pysyvän kuorman osavarmuusluku 6.10b	1,15
edullisen pysyvän kuorman osavarmuusluku	0,9
muuttuvan kuorman osavarmuusluku	taulukko 8
esim. junakuorman osavarmuusluku	1,45
maan kestävyiden osavarmuusluku	1,5

Muuttuvan kuorman osavarmuusluvun suuruus riippuu kuorman aiheuttajasta.

6.4 Riittävän upotussyvyyden määrittäminen

6.4.1 Eurokoodi

Upotussyvyys lasketaan erikseen molemmilla kuormakaavoilla 6.10a (yhtälö 40) ja 6.10b (yhtälö 41). Se kumpi kaavoista antaa epäedullisemmän tuloksen, valitaan mitoituskuormaksi. (Liikennevirasto 2010a) Upotussyvyyttä laskettaessa junakuormana käytetään staattista junakuormaa (RHK 2008).

”Mobilisaatioastemenetelmä”

Mobilisaatioastemenetelmässä upotussyvyyden riittävyys tarkistetaan varmistumalla, että mobilisoituneen passiivipaineen mitoitusarvo on pienempi kuin maan kestävyysmitoitussarvo (Liikennevirasto luonnos 2010). Laskentaohjelmilla tämä voidaan tarkistaa siten, että mobilisoitunut passiivipaine kerrotaan pysyvän kuorman osavarmuusluvulla ja passiivipaineen murtoarvo (täysin mobilisoitunut passiivipaine) jaetaan maan kestävyysmitoitussarvon osavarmuusluvulla (RIL 207 2009). Tällöin kuormakaavassa 6.10b muuttuvan kuorman osavarmuutta on sovellettu lähtöarvoon.

Sama voidaan esittää ns. mobilisaatioasteen, eli mobilisoituneen passiivipaineen ja passiivipaineen murtoarvon osamäärän, avulla. Seuraavassa on kuormituskaavoilla 6.10a ja 6.10b johdettu suurimmat sallitut mobilisaatioasteet (yhtälöt 42 ja 43).

Kuormituskaava 6.10a:

$$P_{Pmob} * 1,35 = \frac{P_P}{1,5} \rightarrow \frac{P_{Pmob}}{P_P} = \frac{1}{1,35 * 1,5} = \frac{1}{2,03} = 0,49 \quad (42)$$

Kuormituskaava 6.10b:

$$P_{Pmob} * 1,15 = \frac{P_P}{1,5} \rightarrow \frac{P_{Pmob}}{P_P} = \frac{1}{1,15 * 1,5} = \frac{1}{1,73} = 0,58 \quad (43)$$

missä P_{Pmob} on mobilisoitunut passiivipaine
 P_P on täysin mobilisoitunut passiivipaine (eli passiivipaineen murtoarvo)

Jotta upotussyvyys olisi riittävä, tulee siis mobilisaatioasteen P_{Pmob}/P_P olla pienempi kuin edellä johdetut suurimmat sallitut mobilisaatioasteet. Upotussyvyyden määrittäminen mobilisaatioasteen avulla voidaan tehdä laskentaohjelmilla, jotka antavat täysin kehittyneiden maanpaineiden lisäksi mobilisoituneen maanpaineen arvot.

Tämän työn laskentaosuuden perusteella huomattiin, että mobilisaatioon perustuva upotussyvyyden laskentamenetelmä ei aina toimi jousimalleilla. Tämän vuoksi mobilisaatioastemenetelmää ei laitettu Eurokoodin soveltamisohjeeseen (Liikennevirasto 2010a). Mobilisaatioastemenetelmän ongelmista jousimallilla on kerrottu luvussa 9.4.

”Momenttitasapainomenetelmä”

Momenttitasapainomenetelmässä tukevan passiivimaanpaineen aiheuttaman kuorman mitoitusarvon momentin tukitason suhteen tulee olla suurempi kuin kaatavan aktiivimaanpaineen aiheuttaman kuorman mitoitusarvon momentin tukitason suhteen, jotta upotussyvyys on riittävä. Maanpaineiden aiheuttamiin kuormiin sovelletaan pysyvän kuorman osavarmuuksia. Passiivimaanpaineen aiheuttamaan kuormaan sovelletaan edullisen pysyvän kuorman osavarmuuslukua tai kestävyysmitoitussarvon osavarmuuslukua. Pysyvien tukiseinien osalta tulee soveltaa kestävyysmitoitussarvon osavarmuuslukua. Aktiivimaanpaineen aiheuttamaan kuormaan sovelletaan epäedullisen pysyvän kuorman osavarmuuslukua. Näiden kuormien resultanteista lasketaan momentit tukitason suhteen (kuva 15). (Liikennevirasto 2010a) Momenttitasapainomenetelmää käytettäessä tulee muuttuvaan kuormaan soveltaa osavarmuuslukua lähtöarvoissa (ks. luku 6.3).

Mikäli passiivimaanpainetta käsitellään kuormana, tulee yhtälön 44 toteutua kuormitustapauksessa 6.10a ja yhtälön 45 kuormitustapauksessa 6.10b.

$$0,9 * P_{PHK} * b \geq 1,35 * P_{AHK} * a \quad (44)$$

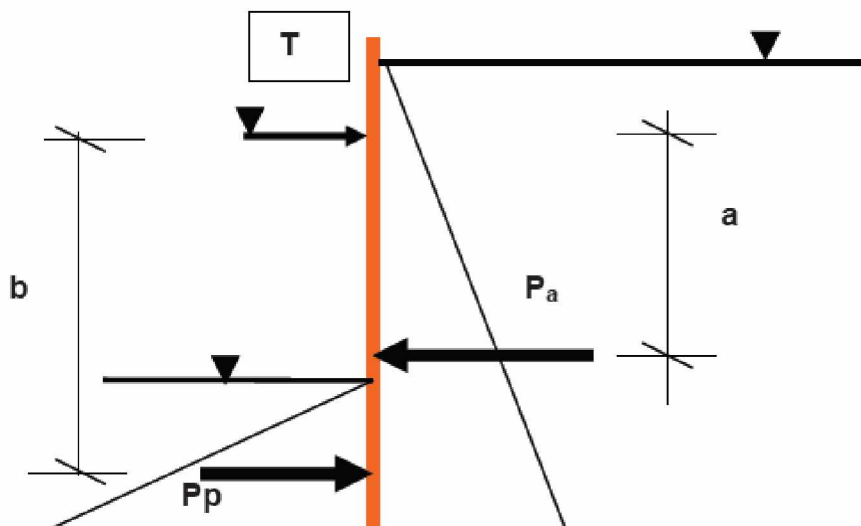
$$0,9 * P_{PHK} * b \geq 1,15 * P_{AHK} * a \quad (45)$$

missä P_{PHK} on passiivimaanpaineen aiheuttaman kuorman vaakakomponentin
resultantti
 b on passiivipaineen momenttivarsi
 P_{AHK} on aktiivimaanpaineen aiheuttaman kuorman vaakakomponentin
resultantti
 a on aktiivipaineen momenttivarsi

Jos passiivimaanpainetta käsitellään kestävyytensä, tulee yhtälön 46 toteutua kuormitustapauksessa 6.10a ja yhtälön 47 kuormitustapauksessa 6.10b.

$$\frac{P_{PHK}}{1,5} * b \geq 1,35 * P_{AHK} * a \quad (46)$$

$$\frac{P_{PHK}}{1,5} * b \geq 1,15 * P_{AHK} * a \quad (47)$$



Kuva 15. Upotussyvyyden laskeminen momenttitasapainon avulla tukipisteen T suhteen. (RIL 207 2009)

”Liukupintalaskentamenetelmä”

Riittävä upotussyvyys voidaan varmistaa myös liukupintalaskelmalla (Liikennevirasto 2010a). Liukupintalaskelma tehdään mitoitustavalla DA3. Mitoitustavan osavarmuuskokojen käyttö on kuvattu kokonaisstabiliteetin laskemisen yhteydessä luvussa 6.6. Liukupintalaskentamenetelmän soveltuvuutta riittävän upotussyvyyden määrittämiseen testataan tämän työn laskentaosuudessa.

6.4.2 Pohjarakennusohjeet 2004

”Momenttitasapainomenetelmä”

Aktiivipaineen ja passiivipaineen aiheuttamista kuormista tukiseinään lasketaan momentit (kuva 15). Upotussyvyys on riittävä, kun passiivipaineen aiheuttaman kuorman momentin suhde aktiivipaineen aiheuttaman kuorman momenttiin on vähintään 1,5 (yhtälö 48).

$$\frac{P_{PHK} * b}{P_{AHK} * a} \geq 1,5 \quad (48)$$

missä P_{PHK} on passiivimaanpaineen aiheuttaman kuorman vaakakomponentin resultantti
 b on passiivipaineen momenttivarsi
 P_{AHK} on aktiivimaanpaineen aiheuttaman kuorman vaakakomponentin resultantti
 a on aktiivipaineen momenttivarsi

6.5 Pystystabiliteetin tarkistus

Eurokoodi

Pystystabiliteetin tarkistuksessa tulee osoittaa, että pystysuuntaisten kaatavien voimien mitoitusarvo on pienempi kuin pystysuuntaisten tukevien voimien ja muiden kestävyyksien mitoitusarvo. Mitoitusmenetelmänä käytetään DA2 eli osavarmuusluvut kohdistetaan voimiin ja kestävyyksiin. Seinäkitka, adheesio ja ulkoiset kuormat ovat voimia, joille käytetään taulukon 8 osavarmuuslukuja. Yleensä alaspäin suuntautuvat voimat ovat kaatavia ja ylöspäin suuntautuvat voimat ja kestävyudet tukevia. (Liikennevirasto 2010a)

Pohjarakennusohjeet 2004

Pystystabiliteetin laskennassa on huomioitava seinän ja maan välinen kitka ja adheesio, ankkurivoimien pystykomponentit, seinän paino, seinään kohdistuvat pystykuormat ja seinän kärkivastus (RIL 181 1989). Kokonaisvarmuudella 1,5 tulee pystystabiliteetin toteuttaa yhtälö 49 (perustuu RIL 181 1989).

$$\frac{P_p \sin \delta_p + F_o}{W_1 + P_a \sin \delta_a + F_1 \sin \alpha} \geq 1,5 \quad (49)$$

missä $P_p \sin \delta_p$ on passiivipaineen pystykomponentti
 F_o on kärkivastus
 W_1 on seinän paino ja muut pystysuorat kuormat
 $P_a \sin \delta_a$ on aktiivipaineen pystykomponentti
 $F_1 \sin \alpha$ on ankkurivoiman pystykomponentti

Kärkivastuksen F_o laskemisesta kerrotaan Rakennuskaivanto-ohjeessa (RIL 181 1989) s. 78–79.

6.6 Kokonaisstabiliteetin tarkistus

Eurokoodi

Kokonaisstabiliteetti lasketaan mitoitustavalla DA3. Tällöin varmuus sijoitetaan jo lähtötiedoissa kuormiin ja maaparametreihin. Kuormien osavarmuusluvut saadaan taulukosta 11. Maaparametrien osavarmuusluvut saadaan taulukosta 12, josta käytetään sarjaa M2. (Liikennevirasto 2010a)

Taulukko 11. Kuormien osavarmuusluvut kokonaisstabiliteetin laskennassa. (LVM 2010, taulukko A.3b(FI))

yhtälö	Pysyvät kuormat		Esi-jännitys		Määrittävä muuttuva kuorma	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat
6.10	1,00	G	1,00	P	$1,15 \cdot (\text{tieliikennekuorma})$ $1,15 \cdot (\text{kevyen liikenteen kuorma})$ $1,25 \cdot (\text{raideliikennekuorma})$	$1,30 \cdot \psi_{0,i} \cdot (\text{muut muuttuvat kuormat})$
	tai					
	1,00	G	1,00	P	$1,30 \cdot (\text{muut muuttuvat kuormat})$	$1,15 \cdot \psi_{0,i} \cdot (\text{tieliikennekuorma})$ $1,15 \cdot \psi_{0,i} \cdot (\text{kevyen liikenteen kuorma})$ $1,25 \cdot \psi_{0,i} \cdot (\text{raideliikennekuorma})$ $+ 1,30 \cdot \psi_{0,i} \cdot (\text{muut muuttuvat kuormat})$

Taulukko 12. Maaparametrien osavarmuusluvut kokonaisstabiliteetin laskennassa. (LVM 2010, taulukko A.4(FI))

Maaparametri	Merkintä	Sarja	
		M1	M2
Leikkauskestävyyskulma ^a	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Tehokas koheesio	γ_c	1,0	1,25
Suljettu leikkauslujuus	γ_{cu}	1,0	1,4
Yksiaksiaalinen puristuskoe	γ_{qu}	1,0	1,4
Tilavuuspaino	γ_r	1,0	1,0

^a Tällä varmuusluvulla jaetaan $\tan \phi'$

Kokonaisstabiliteetin mitoituksen tulee toteuttaa yhtälö 50 (Liikennevirasto 2010a):

$$E_d \leq R_d \quad (50)$$

missä E_d on kuormien vaikutusten mitoitussarvo
 R_d on kestävyysmitoitussarvo

Kokonaisstabiliteetti voidaan tarkistaa liukupintalaskelmilla. Liukupintalaskelman tuloksena saadaan luku R_d/E_d . Lukua nimitetään ylimateituskertoimeksi ODF silloin, kun laskelman lähtöarvoihin on sovellettu osavarmuuslukuja. Tavallisesti R_d on pys-

tyssä pitävän momentin mitoitusarvo ja E_d on kaatavan momentin mitoitusarvo. Yli-
mitoituskertoimen tulee olla suurempi tai yhtä suuri kuin 1,0, jotta kokonaisvarmuus
on riittävä. (Liikennevirasto 2010a)

Pohjarakennusohjeet 2004

Pohjarakennusohjeiden mukaan kokonaisvarmuusmenetelmällä kokonaisstabiliteetti
lasketaan käyttäen ominaisarvoja. Liukupintalaskelmasta saadun kokonaisvarmuus-
kertoimen tulee olla suurempi tai yhtä suuri kuin 1,5.

6.7 Kaivannon pohjan stabiliteetti

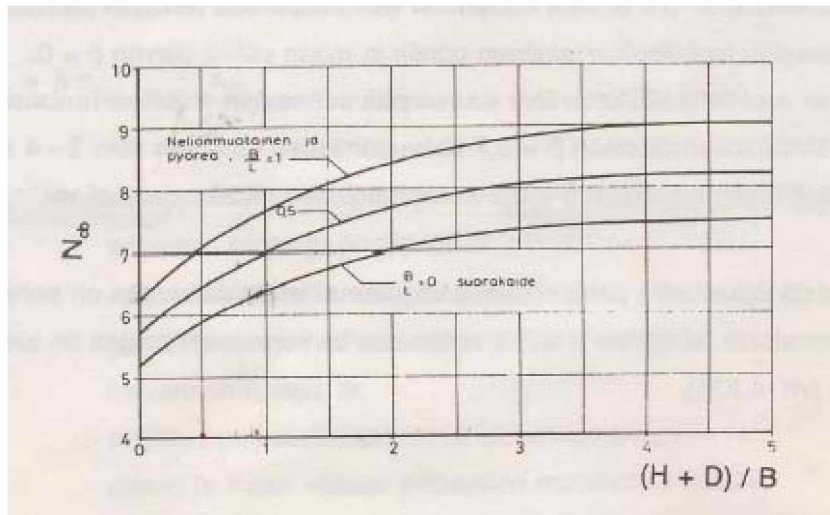
Eurokoodin mukaisessa tukiseinän mitoituksessa tulee tarkistaa kaivannon pohjan
stabiliteetti. Kaivannon pohjan stabiliteetti tarkoittaa maan murtumisesta aiheutuvaa
maan liikkumista tukiseinän alapään ympäri kaivantoon (Liikennevirasto 2010a). Mi-
toituksessa voidaan käyttää esimerkiksi yhtälöä 51 (RIL 194 1992 s. 40), jolloin kai-
vannon pohjan stabiliteetti on riittävä, kun $F_s \geq 1,0$. Maa murtuu, jos kaivun edetessä
leikkausjännitys ylittää leikkauslujuuden (RIL 194 1992). Kaivannon pohjan stabili-
teetti lasketaan mitoitusmenetelmällä DA3, jolloin osavarmuusluvut kohdistetaan
lähtötiedoissa kuormiin ja maaparametreihin (Liikennevirasto 2010a).

$$F_s = \frac{N'_{cb}}{N'_b} \quad (51)$$

missä N'_{cb} on kriittinen vakavuusluku, joka saadaan kuvan 16 nomo-
grammista
 N'_b on kaivannon vakavuusluku, joka saadaan yhtälöllä 52

$$N'_b = \frac{\gamma(H + D) + \gamma_F q - \gamma D - \frac{2s_a D}{B}}{\frac{s_u}{\gamma_{cu}}} \quad (52)$$

missä γ on maan tilavuuspaino
 H on kaivannon syvyys
 D on kaivannon pohjan alapuolella olevan pontin pituus
 γ_F on kuorman osavarmuusluku, joka saadaan taulukosta 11
 q on maanpäällinen kuorma
 s_a on adheesio maan ja seinän välillä
 B on kaivannon leveys
 γ_{cu} on suljetun leikkauslujuuden osavarmuusluku, joka saadaan taulu-
kosta 12 (sarja M2)
 s_u on maan suljettu leikkauslujuus



Kuva 16. Nomogrammi kriittisen vakavuusluvun N'_{cb} määrittämistä varten. (RIL 194 1992)

6.8 Hydraulinen murtuminen ja pohjan nousu

Hydraulinen nousu voi aiheuttaa murtumisen, kun tukiseinän takana pohjavedenpinta on korkeammalla kuin kaivannon puolella ja vesi pyrkii virtaamaan seinän ali eli suotvirtausta esiintyy. Noustessaan kaivannon pohjaa kohti vesi aiheuttaa maarakeisiin ylöspäin suuntautuvan nostovoiman. Murtuminen tapahtuu, jos veden nostovoima on suurempi kuin maan paino. Hydrauliselle nousulle herkkiä ovat tasarakeiset karkeat sillit ja hienot hiekat. (Liikennevirasto 2010a s.64, RIL 181 1989)

Huonosti vettä läpäisevän maakerroksen alapintaan vaikuttava vedenpaine aiheuttaa nosteen. Noste voi aikaansaada murtumisen, kun huonosti vettä läpäisevän kerroksen alapinnassa huokosvedenpaine muodostuu suuremmaksi kuin yläpuolisten maakerrosten paino ja yläpuolella vaikuttavat kuormat yhteensä. Murtuminen aikaansaa kaivannon pohjan nousun.

Eurokoodi

Hydraulisessa nousurajatilassa HYD osoitetaan kestävyys säilymistä veden suotvirtauksen aikaansaaman hydraulisen nousun aiheuttamaa murtumista vastaan. Varmuus hydraulista murtumista vastaan osoitetaan joko yhtälöllä 53 tai yhtälöllä 54. (RIL 207 2009)

$$u_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d} \quad (53)$$

missä $u_{dst;d}$ on kaatavan (murtavan) kokonaishuokosvedenpaineen mitoitusarvo maaprisman pohjalla
 $\sigma_{stb;d}$ on vakauttava pystysuora kokonaisjännitys maaprisman pohjalla

$$S_{dst;d} \leq G'_{stb;d} \quad (54)$$

missä $S_{dst;d}$ on suotovoiman mitoitusarvo
 $G'_{stb;d}$ on prisman vedenalainen paino

Yhtälöissä 53 ja 54 käytettävät osavarmuusluvut saadaan taulukosta 13.

Taulukko 13. Osavarmuusluvut hydraulisessa nousurajatilassa. (LVM 2010, taulukko A.17(FI))

Kuorma	Merkintä	Arvo
Pysyvä:		
Epäedullinen ^a	$\gamma_{G,dst}$	1,35 K_{FI} (edulliset pohjaolosuhteet)
- ” -	”	1,8 K_{FI} (epäedulliset pohjaolosuhteet)
Edullinen ^b	$\gamma_{G,stb}$	0,9
Muuttuva:		
Epäedullinen ^a	$\gamma_{Q,dst}$	1,5 K_{FI}
^a Kaatava kuorma		
^b Vakauttava kuorma		

Nosteen aiheuttama murtuminen eli rajatila UPL tarkistetaan yhtälön 55 avulla (Liikennevirasto 2010a). Rajatilassa UPL osoitetaan, että tasapainoa ei menetetä nosteen takia.

$$G_{dst;d} + Q_{dst;d} \leq G_{stb;d} + R_d \quad (55)$$

missä $G_{dst;d}$ on kaatavien pysyvien pystysuorien kuormien mitoitusarvo nosteelle mitoitettaessa
 $Q_{dst;d}$ on kaatavien muuttuvien pystysuorien kuormien mitoitusarvo nosteelle mitoitettaessa
 $G_{stb;d}$ on vakauttavien pysyvien pystysuorien kuormien mitoitusarvo nosteelle mitoitettaessa
 R_d on kestävyuden mitoitusarvo

Kaavassa 58 käytettävät osavarmuusluvut otetaan taulukoista 14 ja 15 (Liikennevirasto 2010a).

Taulukko 14. Kuormien osavarmuusluvut rajatilassa UPL (LVM 2010, taulukko A.15(FI)).

Kuorma	Merkintä	Arvo
Pysyvä:		
Epäedullinen ^a	$\gamma_{G,dst}$	1,1 K_{FI}
Edullinen ^b	$\gamma_{G,stb}$	0,9
Muuttuva:		
Epäedullinen ^a	$\gamma_{Q,dst}$	1,5 K_{FI}
^a Kaatava kuorma		
^b Vakauttava kuorma		

Taulukko 15. Osavarmuusluvut maaparametreille ja kestävyyksille rajatilassa UPL (LVM 2010, taulukko A.16(FI)).

Maaparametri	Merkintä	Arvo
Leikkauskestävyyskulma ^a (”Kitkakulma”)	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Tehokas koheesio	$\gamma_{c'}$	1,25
Suljettu leikkauslujuus	γ_{cu}	1,4
Vedetyn paalun kestävyys	$\gamma_{s,t}$	1,5
Ankkurin kestävyys	γ_a	1,5

^a Tällä varmuusluvulla jaetaan $\tan \phi'$

Pohjarakennusohjeet 2004

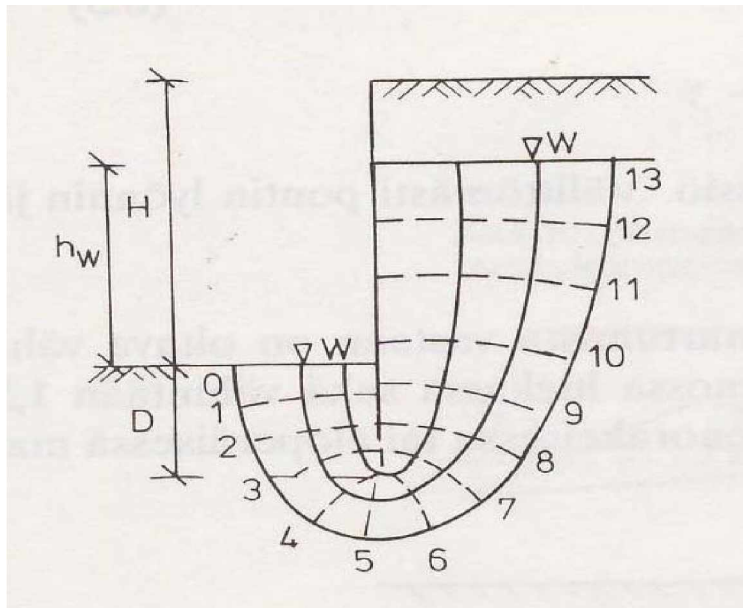
Varmuus hydraulista murtumista vastaan lasketaan yhtälöllä 56 (RIL 181 1989 s.75).

$$F = \frac{\gamma'}{i_p * \gamma_w} \quad (56)$$

missä γ' on maan tehokas tilavuuspaino
 γ_w on veden tilavuuspaino
 i_p on hydraulinen gradientti ja se saadaan yhtälöllä 57

$$i_p = \frac{0,7h_w}{D + \sqrt{H_w D}} \quad (57)$$

missä h_w on kaivannon pohjan ja seinän takaisen pohjavedenpinnan välinen etäisyys (ks. kuva 17)
 D on seinän syvyys kaivannon pohjan alapuolella (ks. kuva 17)
 H_w on $h_w + D$ (ks. kuva 17)

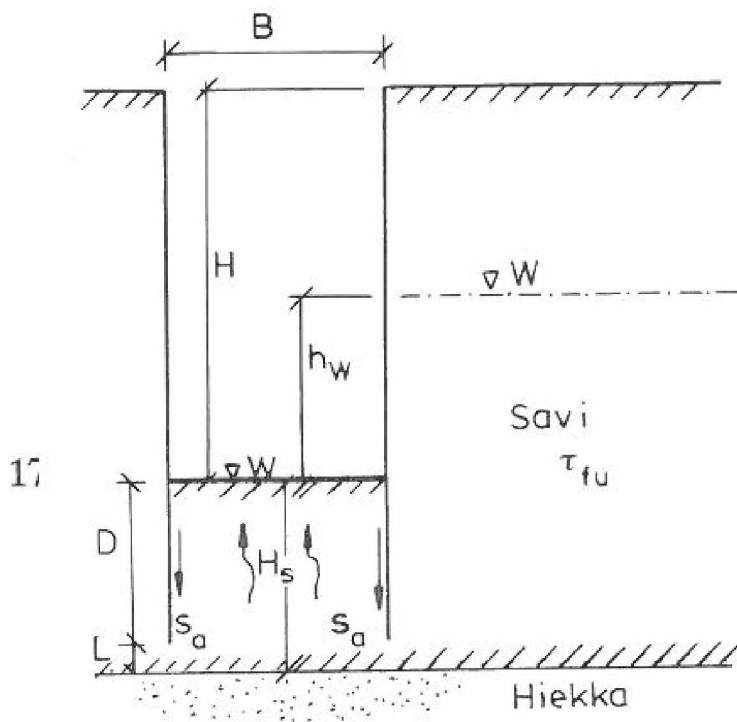


Kuva 17. Hydraulisen gradientin yhtälössä 57 tarvittavia lähtötietoja (RIL 181 1989).

Varmuus nosteelle lasketaan yhtälön 58 avulla (RIL 181 1989, s.76).

$$F = \frac{\gamma^* H_s + \frac{2(\tau_{fu} L + s_a D)}{B}}{\gamma_w (h_w + H_s)} \quad (58)$$

missä τ_{fu} on suljettu leikkauslujuus
 s_a on seinän ja maan välinen adheesio, $s_a \approx 0,5 \tau_{fu}$ (heti pontin lyönnin jälkeen $s_a = 0$)
 H_s on koheesiokerroksen paksuus kaivannon pohjan alapuolella (ks. kuva 18)
 L on seinän alapään ja kitkakerroksen välinen etäisyys (ks. kuva 18)
 D on seinän syvyys kaivannon pohjan alapuolella (ks. kuva 18)
 h_w on kaivannon pohjan ja seinän takaisen pohjavedenpinnan välinen etäisyys (ks. kuva 18)



Kuva 18. Nosteen yhtälössä 58 tarvittavia lähtötietoja (RIL 181 1989).

Kokonaisvarmuuden kaivannon pohjan hydraulista murtumista vastaan tulee olla suhteistuneessa karkearakeisessa maassa vähintään $F = 1,5$ ja tasarakeisessa karkeassa siltissä ja hienossa hiekassa vähintään $F = 2,0$. Kokonaisvarmuuden nosteelle tulee olla vähintään $F = 1,2$. (RIL 121 2004, s.58)

6.9 Seinän rasitusten mitoitus jousimalleilla

Tukiseinä voidaan mitoittaa jousimallien avulla. Jousimalli kuvaa yksinkertaistettuna maan ja tukiseinärakenteen välistä vuorovaikutusta. Jousimallissa maa mallinnetaan jousina ja seinä palkkina. (RIL 207 2009) Rakenteellisessa mitoituksessa huomioidaan sysäysten aiheuttama kuormituslisäys eli käytetään junakuormana dynaamista junakuormaa (RHK 2008).

6.9.1 Eurokoodi

Eurokoodin mukaan käytetään tukiseinän rakenteellisessa mitoituksessa mitoitusastetta DA2*. Seinän rasitusten mitoittamiseen on kaksi vaihtoehtoa. Ne eroavat toisistaan muuttuvan kuorman osavarmuusluvun sijoittelun osalta. Molemmissa vaihtoehdoissa maaparametreille ja vedenpaineille käytetään niiden ominaisarvoja ja pysyville kuormille niiden nimellisarvoja.

Vaihtoehto 1

Ensimmäisessä vaihtoehdossa muuttuvaan kuormaan sovelletaan varmuutta jo laskennan lähtöarvossa (ks. luku 6.3). Laskennasta saadut kuormien vaikutukset, kuten

mobilisoituneet maanpaineet, seinän rasitukset ja tukivoimat, kerrotaan pysyvien kuormien osavarmuusluvulla, jolloin saadaan vaikutusten mitoitusarvot. Näin voidaan toimia, jos jännitykset pysyvät lineaarisesti kimmoisalla alueella. Jos seinän plastisoituminen sallitaan, täytyy seinän rasituksien ja tukireaktioiden mitoitusarvot laskea käyttäen mobilisoituneiden maanpaineiden mitoitusarvoja. (Liikennevirasto 2010a, s.59)

Vaihtoehto 2

Vaihtoehdossa 2 myös muuttuvalle kuormalle käytetään nimellisarvoa. Mitoitustilanne lasketaan kahdella eri kuormayhdistelmällä. Ensin tehdään laskenta käyttäen pelkästään pysyviä kuormia. Toisessa laskennassa käytetään sekä pysyviä että muuttuvia kuormia. Näillä molemmilla kuormayhdistelmillä lasketaan kuorman vaikutukset. Tämän jälkeen selvitetään muuttuvien kuormien vaikutukset vähentämällä sekä muuttuvien että pysyvien kuormien vaikutuksista pysyvien kuormien vaikutukset. (Liikennevirasto 2010a s.60)

Näin on saatu selville erikseen muuttuvien ja pysyvien kuormien vaikutusten ominaisarvot. Kuorman vaikutusten mitoitusarvot saadaan, kun pysyvien kuormien vaikutukset kerrotaan pysyvien kuormien osavarmuusluvulla ja muuttuvien kuormien vaikutukset kerrotaan muuttuvien kuormien osavarmuusluvulla, ja nämä lasketaan yhteen. Jos seinän plastisoituminen sallitaan, täytyy seinän rasituksien ja tukireaktioiden mitoitusarvot laskea käyttäen mobilisoituneiden maanpaineiden mitoitusarvoja. (Liikennevirasto 2010a s.60)

Vaihtoehdon 1 etuna on sen yksinkertaisuus. Vaihtoehto 2 on kuitenkin näistä tarkempi. Se on myös työlämpi ja vaatii laskentaohjelmien tämänhetkisillä versioilla paljon käsityötä, kun kuormien vaikutusten arvoja vähennetään toisistaan ohjelmien ulkopuolella. Vaihtoehdossa 1 laskentaa on helpotettu, mutta varmuuksien sijoittelu vääristää jonkin verran mitoitusarvoja. Vaihtoehdolla 1 saadaan suurempia mitoitusarvoja kuin vaihtoehdolla 2 johtuen laskennan epälineaarisuudesta. Vaihtoehtojen eron suuruus riippuu muuttuvien ja pysyvien kuormien suhteesta. (Liikennevirasto 2010a)

6.9.2 Pohjarakennusohjeet 2004

Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisen kokonaisvarmuusmenetelmän mukaan laskettaessa seinän rasitusten mitoituksessa lasketaan ominaisarvoilla. Mikäli käytetään alalla yleisesti käytettyä sallittujen jännitysten menetelmää, riittää, että tehdään yksi laskelma, jossa huomioidaan pysyvät ja muuttuvat kuormat. Näin lasketaan teräksen jännitys, jota tämän jälkeen verrataan teräksen sallittuun jännitykseen.

6.10 Siirtymätarkastelut

Tukiseinän siirtymiä tarkastellaan käyttörajatilassa. Käyttörajatilassa osavarmuuslukujen arvoina käytetään 1,0. Tällöin tulee osoittaa, että vaikuttavien kuormien aiheuttama siirtymä on pienempi kuin sallittu siirtymä. (RIL 207 2009)

Syntyviin siirtymiin voidaan vaikuttaa esimerkiksi seuraavilla toimilla (RIL 181 1989):

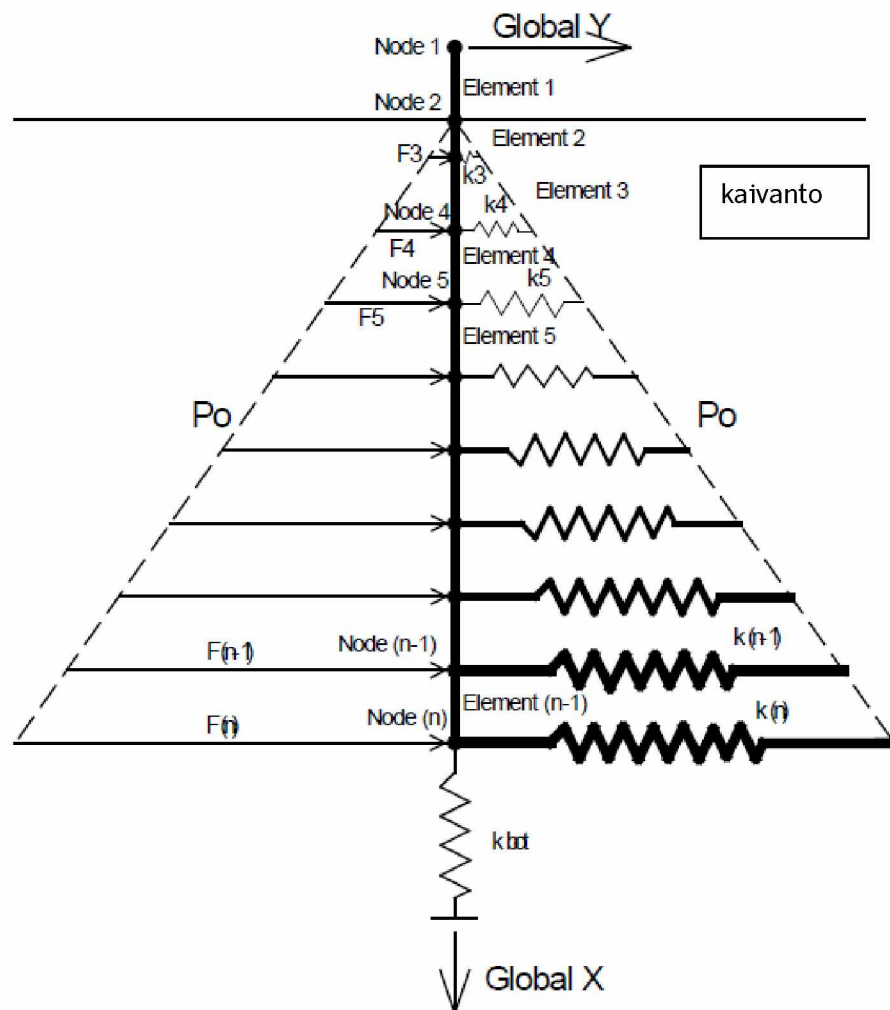
- valitsemalla oikean tukiseinätyypin ja työtavan kyseisiin pohjaolosuhteisiin
- työvaiheiden järkevällä valinnalla
- valitsemalla sopivat tukitasot
- rajoittamalla kaivua ennen tuen asentamista
- oikealla ankkurien esijännittämisellä.

7 Laskentaohjelmien teoriaa

7.1 GeoCalc

Tämän työn laskelmat on tehty GeoCalc-ohjelman versiolla 2.1.1.

GeoCalc-tukiseinäohjelma käyttää palkki-jousimallia, jonka se ratkaisee elementtimenetelmällä. Tukiseinää mallinnetaan kolmen vapausasteen 2D- palkkielementteinä. Palkkielementtien väleissä on solmukohtat. Tukiseinän ja maan välistä käyttäytymistä kaivannon puolella mallinnetaan jousielementein. Ulkoiset kuormat, maanpaineet ja vedenpaineet seinän takana määritetään aluksi kuormafunktioksi ja muunnetaan sitten solmukuormiksi. Mallinnusta havainnollistaa kuva 19. Siirtymän sekä aktiivi- ja passiivipaineiden välinen yhteys iteroidaan mallin jokaisessa solmukohtassa. Myös jokaisen jousen jäykkyys ja maanpaineet kaivannon puolella iteroidaan vastaavasti. (Vianova 2010)



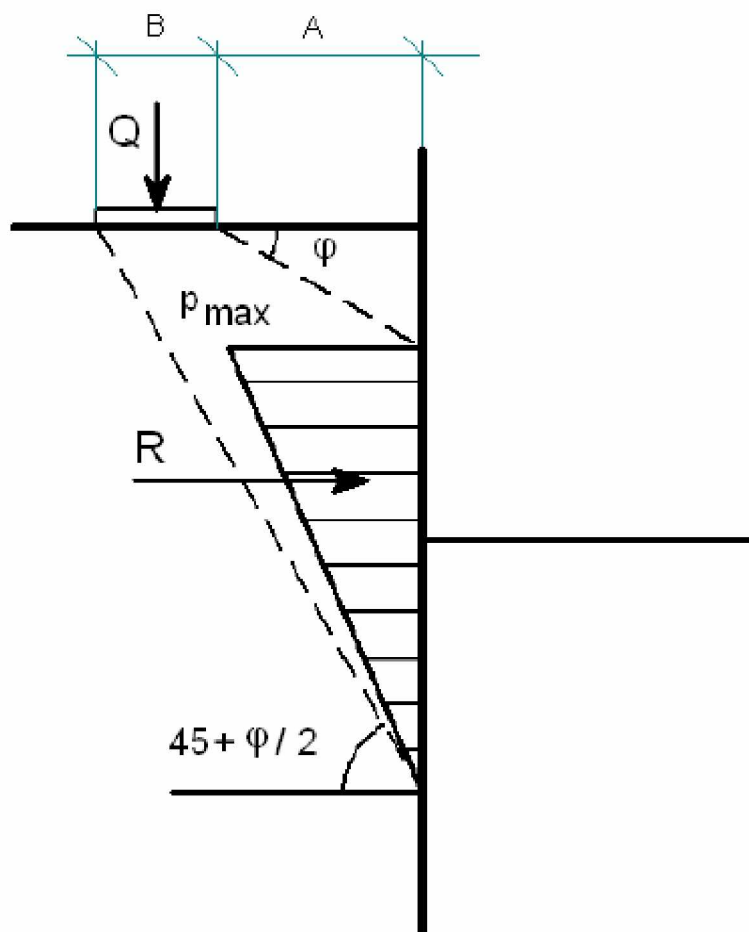
Kuva 19. Maan ja seinän käyttäytymisen malli.

Elementtien ja solmujen luonti

Käyttäjä määrittelee, montako palkkielementtiä on metriä kohden. Niitä voi olla 2...5. Solmuja on aina yksi enemmän kuin palkkeja. Ensimmäinen solmu sijaitsee seinän yläpäässä maanpinnan yläpuolella. Toinen solmu sijaitsee maanpinnan kohdalla. Solmujen ja palkkien luonnin jälkeen maakerrokset sovitetaan elementtijakoon. Rajat lasketaan ensin käyttäjän määrittämällä kerrospaksuuksilla, jonka jälkeen kerrosrajat asetetaan lähimpään palkin keskikohtaan. (Vianova 2010)

Kuormat

Käyttäjä voi määrittää nauhakuorman seinän takana. Tämä soveltuu käytettäväksi kuvaamaan rautatietä. Tällöin kuormatyyppiä tulee valita 1. Kuorma annetaan yksikössä kN/m. Kuorman syvyys seinän takana on s. Lisäksi kuormasta annetaan leveys B ja etäisyys seinästä A. Kuormaresultantti metriä kohden lasketaan yhtälön $R = q \cdot \tan(45^\circ - \phi/2)$ ja se jakautuu kuvan 20 mukaan. (Vianova 2010) Yhtälössä kulman ϕ arvoksi voidaan kitkamaassa antaa maan leikkauskestävyyskulma. Sen sijaan koheesiomaassa, jossa leikkauskestävyyskulma on nolla, antaisi kulman ϕ arvo nolla vääränlaisen kuvan kuorman jakautumisesta. Tällöin koheesiomaassa on syytä käyttää nollaa suurempaa arvoa.



Kuva 20. Kuorman jakautuminen.

Maanpaine

GeoCalc laskee maanpaineet Coulombin teorian mukaan. Ohjelma määrittää maanpainekertoimet Coulombin kaavojen mukaan. Maanpainekertoimet voi myös itse syöttää ohjelmaan, jolloin maanpainekertoimet voidaan määrittää Eurokoodin mukaisista nomogrammeista tai analyyttisellä menetelmällä. (Vianova 2010)

Vedenpaine

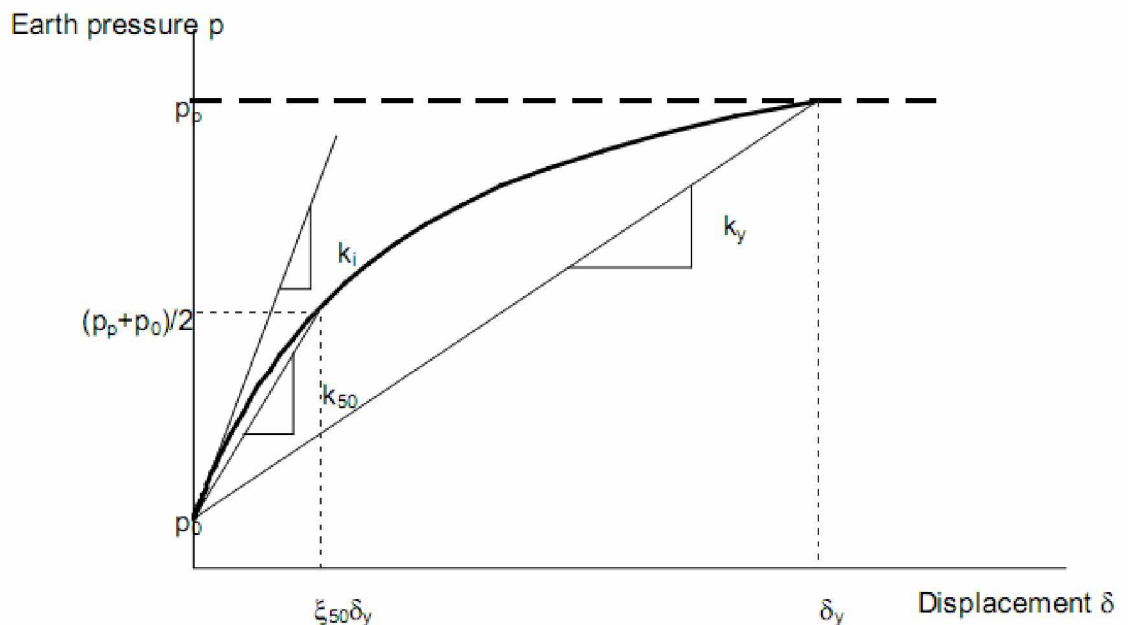
Avoimessa (Drained) tilassa vedenpaineet lasketaan erikseen eikä niitä sisällytetä maan tilavuuspainoon. Käytetään siis tehokkaiden jännitysten menetelmää.

Suljetussa (Undrained) tilassa vedenpaineita ei lasketa erikseen eli ne sisällytetään maan tilavuuspainoon. Käytetään siis kokonaisjännitysanalyysiä. (Vianova 2010)

Mallit

Jousien muodonmuutoskäyttäytymistä voidaan mallintaa kahdella erilaisella mallilla. Nämä ovat DCM- ja MCM- mallit. (Vianova 2010)

Displacement controlled model (DCM- malli) käyttää hyperbolisia funktioita määrittämään jousien paineiden ja siirtymien välistä käyttäytymistä. DCM- mallissa käyttäjä määrittelee siirtymät, joilla maanpaineiden ääriarvot saavutetaan. Käyttäjä määrittelee myös suhteelliset siirtymät, joilla 50 % mahdollisesta paineen muutoksesta tapahtuu (kuva 21). (Vianova 2010)



Kuva 21. Suhteellinen siirtymä, jolla 50 % paineen muutoksesta tapahtuu. Kuvasa passiivipaine. (Vianova 2010)

Modulus controlled model (MCM- malli) käyttää samaa hyperbolista funktiota kuin DCM-malli. Funktio määritetään siirtymien sijaan kokoonpuristuvuusmoduulin M avulla. (Vianova 2010)

Varmuusluku

GeoCalc laskee varmuusluvun seinän pyörähtämistä vastaan. Ohjelma käyttää yhdeltä tasolta tuettuun seinään "Free earth support analysis"-tilaa. Siinä varmuusluku lasketaan momenttina tukitason suhteen. (Vianova 2010)

Maanpaineiden mobilisaatio

Maanpaineiden mobilisaation perusteella saadaan selville kuinka paljon maan lujuudesta on käytössä. Näin voidaan arvioida varmuutta. Mobilisaatioaste kertoo mobilisoituneen passiivipaineen suhteen täysin kehittyneeseen (maksimi) passiivipaineeseen. (Vianova 2010)

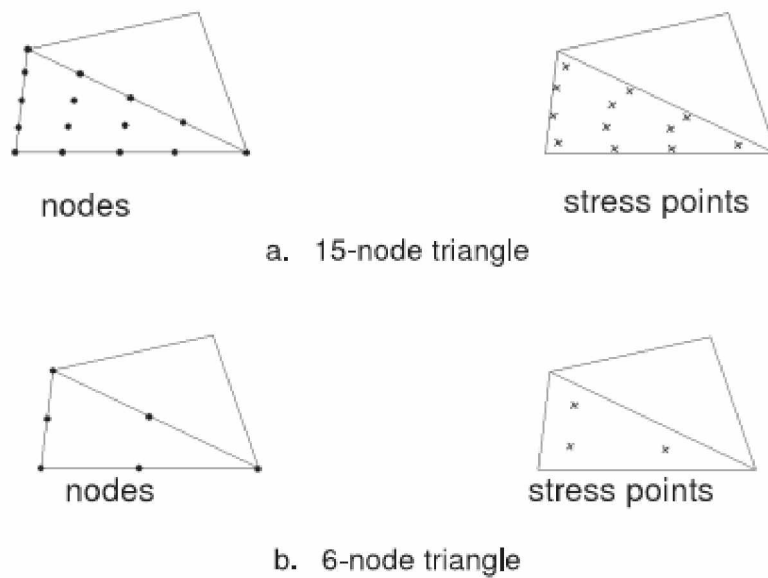
7.2 Plaxis 2D

Plaxis 2D- ohjelma on 2-ulotteinen finiittielementtiohjelma. Ohjelma koostuu kolmesta aliohjelmasta; Input, Calculations ja Output. Input- ohjelmassa käyttäjä määrittelee mallin geometrian ja luo elementtiverkon. Elementit voivat olla 6- tai 15-solmuisia. Calculations- ohjelmassa käyttäjä määrittelee ja suorittaa finiittielementtilaskelmat. Tässä ohjelmassa määritetään miten laskenta etenee määrittämällä aktivoitijärjestyksen. Output- ohjelmassa voidaan tarkastella Calculations- ohjelman laskemia tuloksia. Ohjelmassa voidaan tarkastella muodonmuutoksia ja voimia. (Brinkgreve ym. 2010)

Plaxis 2D- ohjelmassa jännitykset mallinnetaan kolmiulotteisesti, vaikka muuten kyseessä onkin kaksiulotteinen ohjelma. Malli voi olla tasomallinen tai pyörähdysymetrinen. (Brinkgreve ym. 2010)

Elementit

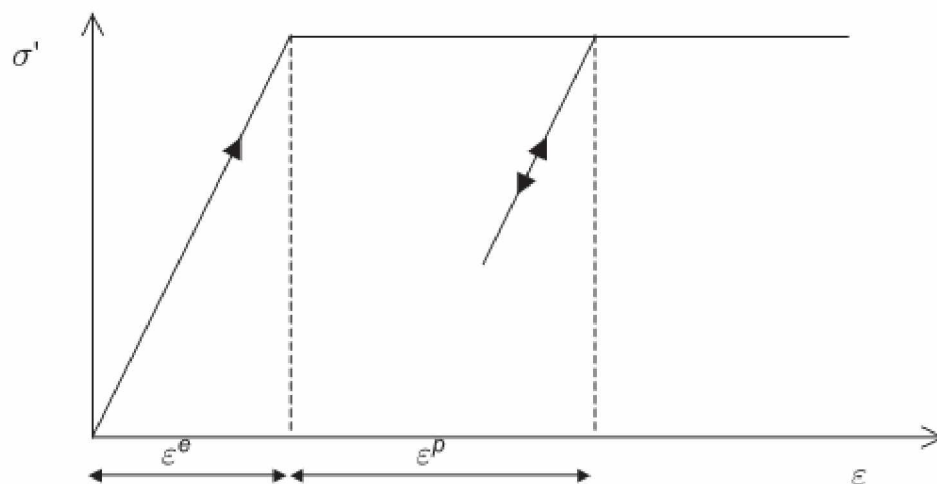
Malli jaetaan elementteihin. Elementit voivat olla 6- tai 15-solmuisia kolmioelementtejä (kuva 22). 15-solmuinen elementti laskee paineita ja muodonmuutoksia tiheämmin kuin 6- solmuinen elementti. 15-solmuinen elementti laskee paineet 12 pisteessä, kun taas 6-solmuinen laskee paineet kolmessa pisteessä. Elementit ovat yhteydessä muihin elementteihin yhteisten solmupisteiden avulla muodostaen elementtiverkon. (Brinkgreve ym. 2010)



Kuva 22. 15- ja 6- solmuiset elementit. (Brinkgreve ym. 2010)

Mohr-Coulomb-malli

Mohr-Coulomb-malli on kimmoplastinen malli. Mohr-Coulomb-malliin käyttäjä syöttää viisi parametria. Parametrit ovat kimmomoduuli E ja Poissonin luku ν , leikkauskestävyyskulma ϕ ja koheesio/suljettu leikkauslujuus c sekä dilataatiokulma ψ . Kimmomoduuli ja Poissonin luku mallintavat maan elastisuutta ja leikkauskestävyyskulma ja koheesio/suljettu leikkauslujuus c mallintavat maan plastisuutta. Muodonmuutos ja sen nopeus koostuvat elastisesta ja plastisesta osasta (kuva 23). (Brinkgreve ym. 2010)



Kuva 23. Muodonmuutos koostuu elastisesta ja plastisesta osasta. (Brinkgreve ym. 2010)

7.3 MS Saarelma

Ohjelmassa maakerrokset jaetaan lamelleihin. Maanpaine koostuu lamellien keskipisteissä vaikuttavista pistekuormista. Ohjelma laskee maanpaineet klassisen maanpaineteorian mukaan. (Tuki-900105)

8 Tukiseinien mitoittaminen laskentaohjelmilla

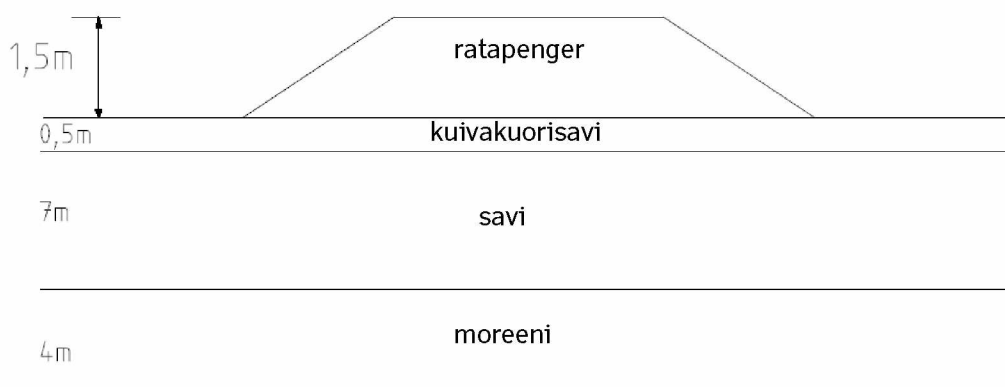
8.1 Laskentatapaukset

Laskentatapauksissa yksiraiteisen radan viereen rakennetaan toinen raide. Rakennustyötä varten olemassa olevan radan viereen rakennetaan työnaikainen radansuuntainen kaivanto. Kaivanto tuetaan teräsponttiseinällä. Teräsponttiseinän etäisyys ratapölkkyistä on 0,5 metriä. Seinä tuetaan yhdeltä tasolta vaakasuuntaisilla esijännittämättömillä ankkureilla. Ankkurit tuetaan olemassa olevan ratapenkereen läpi. Ankkurointitaso on 1 metrin radan korkeusviivan alapuolella. Ankkureiden väli on 1 metri. Kaivannon syvyys on 2,2 metriä radan korkeusviivasta. Kaivanto on hyvin leveä.

Olemassa olevan radan pengerveveys on 6 metriä ja pengerkorkeus on 1,5 metriä. Tukiseinä mitoitetetaan junakuormalle, jonka akselipaino on 250kN. Mitoituskuormakäivän tunnus on tällöin LM71-25 (RHK 2008). Käytännössä tämä tarkoittaa $(88+84)$ kN/m eli 172kN/m suuruista nauhakuormaa (RHK 2008). Kun tämä jaetaan ratapölkyn leveydelle 2,5 metrille, vastaa se 68,8kPa tasaista kuormaa.

8.1.1 Laskentatapaus 1 – kerroksellinen maa

Ensimmäisessä tapauksessa tukiseinä rakennetaan kerrokselliseen maahan. Ratapenkereen alla on kuivakuorisavikerros, jonka paksuus on 0,5m. Kuivakuorisavikerroksen alla on 7m savea. Saven alla on 4 metriä moreenia. Tukiseinän takana pohjavedenpinta sijaitsee kuivakuorisavikerroksen alapinnalla eli 0,5 metrin syvyydessä maanpinnalta. Kaivannon puolella pohjavedenpinta sijaitsee kaivannon pohjan tasolla. Tukiseinän alitse ei tapahdu suotovirtausta. Tukiseinä ulotetaan moreenikerrokseen. Laskentatapauksen geometria selviää kuvasta 24. Maakerrosten parametrit on esitetty taulukossa 16.



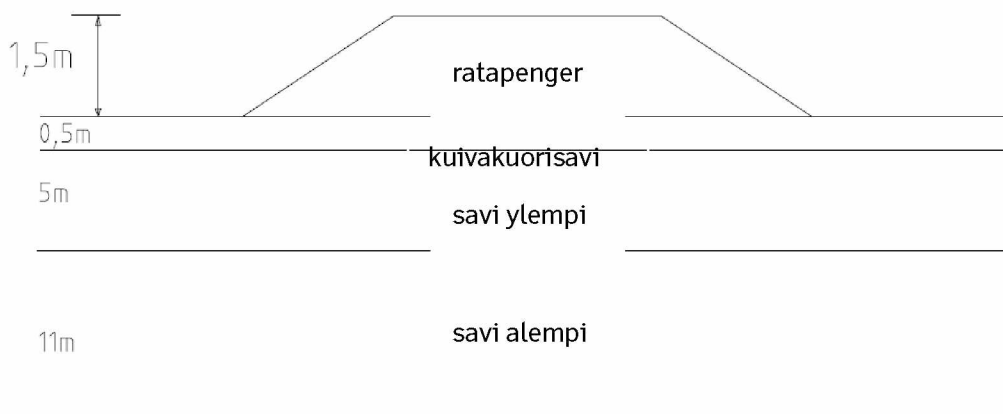
Kuva 24. Laskentatapauksen 1 eli kerroksellisen maan geometria.

Taulukko 16. Laskentatapauksen 1 eli kerroksellisen maan maaparametrit.

Maakerros	Kerros- paksuus [m]	Tilavuuspaino γ [kN/m ³]	Tehokas tila- vuuspaino γ' [kN/m ³]	Suljettu leik- kauslujuus su [kPa]	Leikkauskes- tävyyskulma ϕ [°]
Ratapenger	1,5	20	20	-	38
Kuivakuorisavi	0,5	18	18	28	-
Savi	7	15	5	15	-
Moreeni	4	21	11	-	38

8.1.2 Laskentatapaus 2 - koheesiomaan

Toisessa tapauksessa tukiseinä rakennetaan koheesiomaahan. Ratapenkereen alla on kuivakuorisavikerros, jonka paksuus on 0,5m. Kuivakuorisavikerroksen alla on 16m savea. 16 metrin savikerros on jaettu kahteen kerrokseen. Ylempi savikerros on 5 metriä paksu. Alempi savikerros on 11 metriä paksu. Savikerroksissa suljettu leikkauslujuus kasvaa 2 kPa/m syvemmälle mentäessä. Lisäksi alempi savikerros on jäykempää. Tukiseinän takana pohjavedenpinta sijaitsee kuivakuorisavikerroksen alapinnalla eli 0,5 metrin syvyydessä maanpinnalta. Kaivannon puolella pohjavedenpinta sijaitsee kaivannon pohjan tasolla. Tukiseinän alitse ei tapahdu suotovirtausta. Tukiseinän alapää jää saveen. Tukiseinän upotussyvyys valitaan erikseen Eurokoodin mukaisille laskelmille ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisille laskelmille. Laskentatapauksen geometria selviää kuvasta 25. Maakerrosten parametrit on esitetty taulukossa 17.



Kuva 25. Laskentatapauksen 2 eli koheesiomaan geometria.

Taulukko 17. Laskentatapauksen 2 eli koheesiomaan maaparametrit.

Maakerros	Kerros- paksuus [m]	Tilavuus- paino γ [kN/m ³]	Tehokas tilavuus- paino γ' [kN/m ³]	Suljettu leikkaus- lujuus s_u [kPa]	Sulj.leikk.luj. muutos Δs_u [kPa/m]	Leikkaus- kestävyys- kulma ϕ [°]
Ratapenger	1,5	20	20	-	-	38
Kuivakuorisavi	0,5	18	18	28	-	-
Savi ylempi	5	15	5	15	2	-
Savi alempi	11	15	5	25	2	-

8.2 Lähtötiedot

Laskentojen lähtötiedot eri laskentaohjelmilla sekä Eurokoodin että Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaan on esitetty liitteissä 7...13.

Maanpainekertoimet

Eurokoodin mukaisessa mitoituksessa käytettiin Eurokoodin nomogrammeista saatavia maanpainekertoimia. Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaan maanpainekerrointen arvot määritettiin Coulombin kaavalla.

Seinäkitkakerroin

Seinäkitkakertoimina on Eurokoodin mukaisessa mitoituksessa käytetty sekä aktiivi-, että passiivipuolella arvoa 0,67. Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisissa mitoituksissa on aktiivipuolella käytetty arvoa 0,67 ja passiivipuolella arvoa 0,5.

Junakuorma

Uputussyvyys

Uputussyvyyden laskemisessa käytettiin staattista junakuormaa eli nauhakuormana 172kN/m ja 2,5 metrin leveydelle jaettuna 68,8kPa.

Rakenteellinen mitoitus (STR/GEO) ja siirtymätarkastelu

Rakenteellisessa mitoituksessa (STR/GEO) ja siirtymätarkastelussa junakuormana käytettiin dynaamista junakuormaa. Sysäyskertoimena käytettiin 1,25, kuten aina pohjarakennustyömaan kohdalla, kun junan sallittu ohitusnopeus on korkeintaan 60km/h (RHK 2008). Junakuorma oli tällöin nauhakuormana $1,25 \cdot 172 \text{ kN/m} = 215 \text{ kN/m}$ ja 2,5 metrille jaettuna $1,25 \cdot 68,8 \text{ kPa} = 86 \text{ kPa}$.

Kokonaisstabiliteetti

Kokonaisstabiliteetin laskennassa junakuormana käytettiin nauhakuormaa q_{vk} ilman korotusta Δq_{vk} eli 88kN/m tai 2,5 metrin leveydelle jaettuna 35,2kPa (RHK 2008).

Maaparametrit ja mittatiedot

Upotussyvyys, rakenteellinen mitoitus ja siirtymätarkastelu

Maaparametrit sijoitettiin upotussyvyyden ja rakenteellisen mitoituksen laskelmiin niiden ominaisarvoina. Mittatiedoista ainoastaan kaivussyvyys sijoitettiin laskelmiin todellisuutta suurempana. Kaivussyvyyttä lisättiin laskelmia varten 10 % alimmasta tukitasosta, joka tässä tapauksessa oli $0,1 \cdot 1,2\text{m} = 0,12\text{m}$. Kaivussyvyytenä käytettiin siis $2,2\text{m} + 0,12\text{m} = 2,32\text{ metriä}$.

Tukiseinä

Laskentatapauksissa tukiseinätyyppi on teräsponttiseinä, toimintatapa on yhdeltä tasolta tuettu tukiseinä ja tuentatapa on ulkopuolelta ankkuroitu tukiseinä. Tukiseinätyypiksi on valittu laskelmiin laskentatapauksessa 1 Larssen 604. Laskentatapauksessa 2 tukiseinätyypiksi on valittu Larssen 600.

Eri laskentaohjelmiin syötetään hieman eri tietoja seinästä, joiden perusteella ohjelma laskee seinän rasitukset. Nämä tiedot olivat kuitenkin yhtenevät eri ohjelmien välillä.

8.3 Mitoitusmenettely

8.3.1 Yleistä

Tässä luvussa kerrotaan laskentatapausten laskennasta eri laskentaohjelmilla. Upotussyvyys, kokonaisstabiliteetti ja pystystabiliteetti on laskettu tässä luvussa yhteisesti kaikkia laskentaohjelmien mitoituksia varten. Kaikilla kolmella laskentaohjelmalla tehtiin seinän rakenteellinen mitoitus ja siirtymätarkastelu. Näitä eri ohjelmilla saatuja seinän taivutusmomentteja, tukivoimia ja siirtymiä vertaillaan luvussa 9.

Rakenteellisen mitoituksen mitoitusarvot on laskettu Eurokoodin mukaan mitoitusmenetelmällä DA2*.

8.3.2 Upotussyvyys

Upotussyvyys Eurokoodin mukaan lasketaan erikseen käyttäen sekä kuormitusyhdistelmää 6.10a että kuormitusyhdistelmää 6.10b. Kuormitusyhdistelmässä 6.10b muutuvana kuormana oli rautatieliikennekuorma, jonka osavarmuysluku on 1,45 (taulukko 8).

Kerroksellisessa maassa, jossa seinän alapää ulottuu moreeniin, upotussyvyys on laskettu Eurokoodin mukaisessa mitoituksessa mobilisaatioastemenetelmällä (kts. luku 6.4.1). Mobilisaatioasteet on määritetty GeoCalc:lla, joka laskee ne suoraan. Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisen mitoituksen upotussyvyys kerroksellisessa maassa on laskettu siten, että kokonaisvarmuysluku 1,5 on muunnettu vastaavasti suurimmaksi sallituksi mobilisaatioasteeksi $1/1,5 = 0,667$, jota pienempi mobilisaatioasteen tulee laskennassa olla. Kerroksellisessa maassa upotussyvyydeksi on valittu arvo, joka riittää sekä Eurokoodin kuormitustapausten 6.10a ja 6.10b että Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisten varmuuksien perusteella. Riittäviksi upotussyvyyksiksi on saatu kuormituskaavalla 6.10a 10,6m, kuormituskaavalla 6.10b 10,4m ja Pohjarakennusohjeilla 2004 9,8m. Kerroksellisessa maassa määrääväksi muodostui Eurokoodin kuormituskaava 6.10a. Upotussyvyydeksi valittiin 10,6 metriä.

Koheesiomaassa, jossa seinän alapää jää saveen, upotussyvyys on laskettu Eurokoodin mukaisessa mitoituksessa momenttitasapainomenetelmällä (ks. luku 6.4.1). Upotussyvyttä ei voitu määrittää mobilisaatioastemenetelmällä, sillä mobilisaatioastemenetelmä ei toiminut koheesiomaan laskentatapauksessa. Mobilisaatioastemenetelmän ongelmista on lisää luvussa 9. Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaan mitoitettaessa upotussyvyys on koheesiomaassa määrätty momenttitasapainomenetelmällä (kts. luku 6.4.2).

Koheesiomaassa valittiin erikseen upotussyvyudet Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaan mitoitettaessa. Upotussyvyys on laskettu käyttäen GeoCalc:n laskemia maanpaineita. Pienin upotussyvyys, joka olisi riittänyt Eurokoodin mukaan, oli 6 metriä. Syntyvien siirtymien vuoksi upotussyvyudeksi valittiin 8,0 metriä. Tällöin seinän maksimisiirtymä kaivannossa (maanpinnan ja kaivannon pohjan välillä) oli noin 22mm. Myös Pohjarakennusohjeiden 2004 mukainen pienin mahdollinen upotussyvyys oli noin 6 metriä. Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisen upotussyvyuden valintaperusteena on pidetty yhtä suurta siirtymää (n.2 2mm) kaivannossa kuin Eurokoodin mukaan. Upotussyvyudeksi valittiin 7,7 metriä.

8.3.3 Pystystabiliteetti

Kerroksellisessa maassa alaspäin vaikuttavia pystyvoimia olivat ratapenkereen ja moreenikerroksen aktiivipuolen seinäkitka. Ylöspäin vaikuttavia pystyvoimia olivat moreenikerroksen passiivipuolen seinäkitka. Pystystabiliteetti oli riittävä kerrosmaassa sekä Eurokoodin että Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaan.

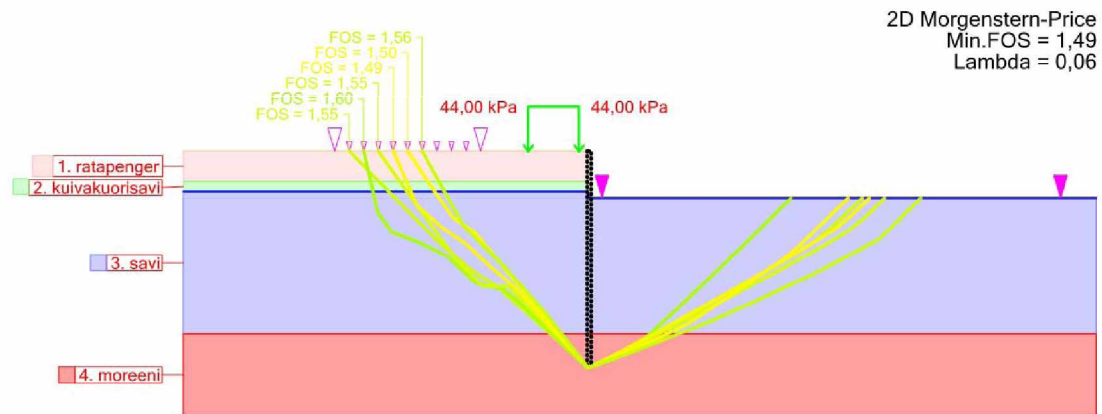
Koheesiomaassa alaspäin vaikuttava pystyvoima oli ratapenkereen aktiivipuolen seinäkitka. Ylöspäin vaikuttavia voimia ei näennäisesti ollut. Tämän perusteella päädyttiin tilanteeseen, jossa pystystabiliteetti ei olisi riittävä luvun 6.5 pystystabiliteetin laskentamenetelmillä. Tosiasiassa kuitenkin ylöspäin suuntautuvia voimia esiintyy. Laskelmissa saven ja seinän välisen adheesion suuruudeksi on annettu 0. Tämä ei kuitenkaan vastaa todellisuutta, vaan adheesio vaikuttaa seinään ylöspäin tukevasti. Pystystabiliteetti on riittävä, vaikka pystystabiliteettia ei voida laskea luvun 6.5 laskentamenetelmien mukaan, jos adheesiolle on annettu arvo 0.

8.3.4 Kokonaisstabiliteetti

Kokonaisstabiliteetti on laskettu GeoCalc:n stabiliteettiohjelmalla. Tukiseinä on mallinnettu stabiliteettiosiossa alueena, jonka kautta liukupinnat eivät saa kulkea. Näin ohjelma laskee vain tukiseinän ali kulkevia liukupintoja.

Kokonaisstabiliteetti on laskettu Eurokoodin mukaan käyttäen mitoitusmenetelmää DA3. Tällöin osavarmuuslukuja on sovellettu lähtöarvoihin. Ylimitoituskertoimen ODF tulee olla vähintään 1,0. Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaan laskettaessa kokonaisstabiliteetti on laskettu käyttäen ominaisarvoja. Tällöin kokonaisstabiliteetin on oltava vähintään 1,5.

Kokonaisstabiliteetin ylimitoituskertoimeksi on kerroksellisessa maassa saatu Eurokoodin mukaan 1,49 (kuva 26). Kokonaisvarmuusluvuksi Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaan on saatu 2,04 (liite 5). Kokonaisstabiliteetit ovat riittävät kerroksellisessa maassa. Kokonaisstabiliteetit on laskettu samalla geometrialla kuin tukiseinän mitoitus, eli niin, että ratapenger on mallinnettu hyvin leveäksi.



Id	Soil layer	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	c [kPa]	Φ [°]	Δc [kPa/m]	$\Delta \Phi$ [°/m]	Material Type	r_u	r_{ϕ}	
1	ratapenger	20,00	-999,00	0,00	32,00	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00	Laskentatapaus 1/Kerrosmaa
2	kuivakuorisavi	18,00	-999,00	20,00	0,00	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00	Kokonaisstabiliteetti/Eurokoodi
3	savi	15,00	-999,00	10,71	0,00	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00	
4	moreeni	21,00	-999,00	0,00	32,00	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00	

Notes: Nisapointi (GeoCalc 2.1.1 (12.01.2011 18:05))

Kuva 26. Liukupintalaskelma kerroksellisessa maassa Eurokoodin mukaan laskettaessa.

Liitteessä 6 on koheesiomaan liukupintalaskelmat Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaan laskettaessa. Koheesiomaassa kokonaisstabiliteetit on laskettu ratapenkereen todellisen geometrian mukaan. Kokonaisstabiliteetin ylimitoitustoimeksi on Eurokoodin mukaan saatu 1,01 (liite 6) ja kokonaisvarmuusluvaksi Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaan 1,54 (liite 6). Näin ollen kokonaisstabiliteetit ovat riittävät.

8.3.5 Rakenteellinen mitoitus

Seuraavassa kuvataan rakenteellinen mitoitus Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaan. Eri ohjelmilla saadut pysyvien kuormien, pysyvien ja muuttuvien kuormien sekä muuttuvien kuormien vaikutusten; seinän taivutusmomentin ja tukivoiman, maksimiarvot on taulukoitu luvussa 8.4. Tukireaktioiden ja seinän rasiutusten mitoitussarvot Eurokoodin mukaan on taulukoitu luvussa 9.6.

Eurokoodi

Rakenteellinen mitoitus laskentaohjelmilla tehtiin Eurokoodin mukaan siten, että pysyvien ja muuttuvien kuormien vaikutukset laskettiin erikseen. Näin saatiin selville kuormien vaikutusten ominaisarvot. Laskenta on tehty luvun 6.9 vaihtoehdon 2 mukaan.

Pysyvien kuormien vaikutukset

Laskelmaan sijoitettiin pelkästään pysyvät kuormat. Laskentatapauksissa pysyvät kuormat olivat maan painosta ja vedenpaineesta aiheutuvat kuormat. Laskelmasta saatiin tukireaktiot, seinän rasiutukset ja mobilisoituneet maanpaineet.

Pysyvät ja muuttuvat kuormat

Laskelmaan sijoitettiin sekä pysyvät että muuttuvat kuormat. Laskentatapauksissa muuttuva kuorma oli junakuorma. Laskelmasta saatiin tukireaktiot, seinän rasitukset, mobilisoituneet maanpaineet ja siirtymät.

Muuttuvien kuormien vaikutukset

Muuttuvan junakuorman vaikutukset eli tukireaktiot, seinän rasitukset ja mobilisoituneet maanpaineet saatiin, kun pysyvien ja muuttuvien kuormien vaikutuksista vähennettiin pysyvien kuormien vaikutukset.

Tukireaktioiden ja seinän rasitusten mitoitusarvot

Tukireaktioiden ja seinän rasitusten mitoitusarvot kuormituskaavalla 6.10b saatiin kertomalla edellä lasketut tukireaktiot ja seinän rasitukset pysyvien kuormien vaikutusten osalta pysyvien kuormien osavarmuusluvulla ja muuttuvan junakuorman osalta muuttuvan rautatiekuorman osavarmuusluvulla. Tukireaktioiden ja seinän rasitusten mitoitusarvot kuormituskaavalla 6.10a saatiin kertomalla pysyvien kuormien vaikutukset pysyvien kuormien osavarmuusluvulla. Lopulliset tukireaktioiden ja seinän rasitusten mitoitusarvot saatiin, kun valittiin kuormituskaavojen 6.10a ja 6.10b arvoista mitoittavampi.

Pohjarakennusohjeet 2004

Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaan laskettiin vastaavasti erikseen pysyvien ja muuttuvien kuormien vaikutukset.

8.3.6 Siirtymätarkastelu

Siirtymiä tarkastellaan käyttörajatilassa. Siirtymien tulee pysyä sallituissa rajoissa. Koheesiomaan laskentatapauksessa seinän siirtymien kaivannossa (maanpinnan ja kaivannon pohjan välillä) sallittiin olevan korkeintaan 22 mm. Eri ohjelmilla lasketut siirtymien maksimiarvot on taulukoitu luvussa 8.4.

8.3.7 Muut rajatilat

Rajatilat HYD, UPL ja EQU eivät ole laskentatapauksissa mitoittavia. Kaivannon pohjan stabiliteetti on riittävä. Valvontatarkistuksilla varmistetaan, ettei rajatiloja ylitetä.

8.4 Rakenteellinen mitoitus ja siirtymätarkastelu laskentaohjelmilla

Luvuissa 8.4.1, 8.4.2 ja 8.4.3 on taulukoitu pysyvien kuormien vaikutusten, pysyvien ja muuttuvien kuormien vaikutusten sekä muuttuvien kuormien vaikutusten maksimiarvot sekä siirtymien maksimiarvot GeoCalc- Plaxis- ja MS Saarema- ohjelmilla. Seinän taivutusmomentin maksimiarvojen kohdalla on huomattava, että pysyvien ja muuttuvien kuormien aiheuttamia seinän taivutusmomenttien maksimiarvoja ei välttämättä ole saavutettu samalla syvyydellä. Tämän vuoksi taivutusmomentin mitoituksessa ei voida suoraan kertoa näitä maksimiarvoja osavarmuusluvuilla. Jos näin tehtäisiin, saataisiin liian suuria taivutusmomentin mitoitusarvoja maksimien sijaitessa eri sy-

vyyksillä. Vasta kun osavarmuusluvut on sijoitettu kuorman vaikutuksiin ja vaikutukset laskettu yhteen, nähdään kuinka suuri, ja millä syvyydellä, kokonaismomentin maksimiarvo saavutetaan. Tukiseinäälaskelmissa ratapenkerettä ei voinut mallintaa todellisen muotoisena. Laskennoissa ratapenkere on mallinnettu jatkumaan seinän takana mallin reunaan saakka.

8.4.1 GeoCalc

GeoCalc-laskelmissa käytetyt lähtötiedot kerroksellisessa maassa selviävät liitteestä 7 erikseen Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisiin mitoituksiin. Vastaavasti lähtötiedot koheesiomaan laskelmiin selviävät liitteestä 8.

Aktivointijärjestys tehdään GeoCalc:lla siten, että ankkurin asennussyvyudeksi asetetaan 1m ja työvaraksi ankkurin alapuolella 0,15m. Tällöin ankkuri aktivoituu, kun on kaivettu 1,15m. Junakuorman aktivointitasoksi valitaan sellainen arvo, että kuorma aktivoituu vasta ankkurin asennuksen jälkeen. Näiden lisäksi pohjavedenpinnantasot eri kaivutasoilla tulee asettaa oikeiksi eli aluksi pohjavedenpinnantasot on 2 metrin syvyydellä. Kun kaivutaso alittaa 2 metrin syvyyden, pohjavedenpinta kaivannon puolella on kaivannon pohjan tasolla.

Laskentatapaus 1 – kerroksellinen maa

Rakenteellinen mitoitus

Taulukko 18. Pysyvien, pysyvien ja muuttuvien sekä muuttuvien kuormien vaikutusten maksimiarvot kerroksellisessa maassa.

GeoCalc	Pysyvät kuormat		Pysyvät ja muuttuvat kuormat		Muuttuvat kuormat	
Kerroksellinen maa	max.seinän taivutusmomentti	max. tukivoima	max.seinän taivutusmomentti	max. tukivoima	max.seinän taivutusmomentti	max. tukivoima
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
Eurokoodi	155,51	60,42	162,78	128,54	38,7	68,12
PRO2004	154,96	60,84	166,31	128,99	-69,28	68,15

Siirtymätarkastelu

Taulukko 19. Siirtymät kerroksellisessa maassa.

GeoCalc	Pysyvät ja muuttuvat kuormat	max. siirtymä [mm]
Kerroksellinen maa	Eurokoodi	26,74
Kerroksellinen maa	PRO2004	26,45

Laskentatapaus 2 - koheesioma

Rakenteellinen mitoitus

Taulukko 20. Pysyvien, pysyvien ja muuttuvien sekä muuttuvien kuormien vaikutusten maksimiarvot koheesiomaassa.

GeoCalc	Pysyvät kuormat		Pysyvät ja muuttuvat kuormat		Muuttuvat kuormat	
Koheesiomaa	max.seinän taivutusmomentti	max. tukivoima	max.seinän taivutusmomentti	max. tukivoima	max.seinän taivutusmomentti	max. tukivoima
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
Eurokoodi	-23,08	87,25	42,13	144,26	26,9	57,01
PRO2004	-19,94	89,51	44,98	144,35	30,67	54,84

Siirtymätarkastelu

Taulukko 21. Siirtymät koheesiomaassa.

GeoCalc	Pysyvät ja muuttuvat kuormat	max. siirtymä [mm]
Koheesiomaa	Eurokoodi	38,24
Koheesiomaa	PRO2004	40,12

Maksimisiirtymät on saavutettu kaivannon pohjan alapuolella. Kaivannon pohjan yläpuolella sallittiin koheesiomaassa korkeintaan 22mm siirtymä (ks. luku 8.3.6).

8.4.2 Plaxis

Plaxis-laskelmissa käytetyt lähtötiedot kerroksellisessa maassa selviävät liitteestä 9 erikseen Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisiin mitoituksiin. Lähtötiedot koheesiomaan laskelmiin selviävät liitteestä 10. Kuvat laskentamalleista on liitteenä 11.

Plaxis-laskelmissa on käytetty Mohr-Coulomb-mallia. Elementtityyppinä on käytetty 15-solmuista kolmioelementtiä. Malli on ollut tasosymmetrinen. Laskennassa on edetty seuraavien vaiheiden mukaan:

1. Pohjaveden pinnantasoa määritetään tasolle -2.0.
2. Tukiseinä aktivoidaan.
3. Kaivu suoritetaan tasolle -1.15.
4. Aktivoidaan ankkuri tasolle -1.
5. Kaivetaan tasolle -1.5.
6. Kaivetaan tasolle -2.0.
7. Kaivetaan tasolle -2.32 ja määritetään pohjaveden pinnan taso kaivannon pohjalle eli tasolle -2.32.
8. Aktivoidaan junakuorma.

Laskentatapaus 1 – kerroksellinen maa

Rakenteellinen mitoitus

Taulukko 22. Pysyvien, pysyvien ja muuttuvien sekä muuttuvien kuormien vaikutusten maksimi-arvot kerroksellisessa maassa.

Plaxis	Pysyvät kuormat		Pysyvät ja muuttuvat kuormat		Muuttuvat kuormat	
	max.seinän taivutus-momentti	max. tukivoima	max.seinän taivutus-momentti	max. tukivoima	max.seinän taivutus-momentti	max. tukivoima
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
Eurokoodi	71,94	61,87	148,39	139,89	81,95	78,01
PRO2004	71,51	62,88	151,81	142,37	85,77	79,49

Siirtymätarkastelu

Taulukko 23. Siirtymät kerroksellisessa maassa.

Plaxis	Pysyvät ja muuttuvat kuormat	max. siirtymä [mm]
Kerroksellinen maa	Eurokoodi	27,06
Kerroksellinen maa	PRO2004	28,08

Laskentatapaus 2 – koheesioma

Rakenteellinen mitoitus

Taulukko 24. Pysyvien, pysyvien ja muuttuvien sekä muuttuvien kuormien vaikutusten maksimi-arvot koheesiomaassa.

Plaxis	Pysyvät kuormat		Pysyvät ja muuttuvat kuormat		Muuttuvat kuormat	
	max.seinän taivutus-momentti	max. tukivoima	max.seinän taivutus-momentti	max. tukivoima	max.seinän taivutus-momentti	max. tukivoima
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
Eurokoodi	16,95	63,7	44,77	107,85	29,42	44,16
PRO2004	16,94	64,52	46,7	117,07	30,8	52,56

Siirtymätarkastelu

Taulukko 25. Siirtymät koheesiomaassa.

Plaxis	Pysyvät ja muuttuvat kuormat	max. siirtymä [mm]
Koheesiomaa	Eurokoodi	37,89
Koheesiomaa	PRO2004	40,13

8.4.3 MS Saarelma

MS Saarelma -laskelmissa käytetyt lähtöarvot kerroksellisessa maassa selviävät liitteestä 12 erikseen Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisiin mitoituksiin. Lähtöarvot koheesiomaan laskelmiin selviävät liitteestä 13.

Saarelmassa laskelma eteni siten, että ensin tehtiin laskelma, jossa on kaivettu 1,15 metrin syvyydelle. Ankkuria ei ole vielä asennettu eikä kuormaa ole aktivoitu. Pohjaveden pinta on 2 metrin syvyydessä. Tästä laskelmasta poimittiin siirtymä tuen kohdalla eli 1 metrin syvyydessä. Tämän jälkeen tehtiin toinen laskelma, jossa kaivannon pohja oli lopullisella tasolla. Ankkuri laitettiin 1 metrin syvyyteen ja sen siirtymäksi tuen kohdalla asetettiin ensimmäisessä laskelmassa saatu siirtymä tuen kohdalla. Myös junakuorma otettiin mukaan tähän laskelmaan. Pohjavedenpinta asetettiin kaivannon puolella kaivannon pohjan tasolle.

Ohjelmaan ei pysty syöttämään Eurokoodien nomogrammien mukaisia maanpaine-kertoimia. Jotta maanpaine kertoimet vastaisivat nomogrammeista saatavia kertoimia, on seinäkitkakerrointa säädetty niin, että maanpaine kertoimiksi on saatu Eurokoodin nomogrammeja vastaavat kertoimet. Tämän vuoksi passiivipuolen seinäkitkakerrointa on alennettu arvosta 0,67 arvoon 0,55.

Laskentatapa 1 – kerroksellinen maa

Rakenteellinen mitoitus

Taulukko 26. Pysyvien, pysyvien ja muuttuvien sekä muuttuvien kuormien vaikutusten maksimi-arvot kerroksellisessa maassa.

MS Saarelma	Pysyvät kuormat		Pysyvät ja muuttuvat kuormat		Muuttuvat kuormat	
Kerroksellinen maa	max.seinän taivutus-momentti	max. tukivoima	max.seinän taivutus-momentti	max. tukivoima	max.seinän taivutus-momentti	max. tukivoima
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
Eurokoodi	87,6	71,7	166,6	198,1	87,5	126,4
PRO2004	88,2	71,4	167,2	198,3	87,6	126,9

Siirtymätarkastelu*Taulukko 27. Siirtymät kerroksellisessa maassa.*

MS Saarelma	Pysyvät ja muuttuvat kuormat	max. siirtymä [mm]
Kerroksellinen maa	Eurokoodi	22
Kerroksellinen maa	PRO2004	22,2

Laskentatapaus 2 – koheesiomaa**Rakenteellinen mitoitus***Taulukko 28. Pysyvien, pysyvien ja muuttuvien sekä muuttuvien kuormien vaikutusten maksimi-arvot koheesiomaassa.*

MS Saarelma	Pysyvät kuormat		Pysyvät ja muuttuvat kuormat		Muuttuvat kuormat	
Koheesiomaa	max.seinän taivutus- momentti	max. tukivoima	max.seinän taivutus- momentti	max. tukivoima	max.seinän taivutus- momentti	max. tukivoima
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
Eurokoodi	14,6	51,6	-68,2	192,5	-54,2	140,9
PRO2004	14,5	51	-67,8	192	-54,2	141

Siirtymätarkastelu*Taulukko 29. Siirtymät koheesiomaassa*

MS Saarelma	Pysyvät ja muuttuvat kuormat	max. siirtymä [mm]
Koheesiomaa	Eurokoodi	30,8
Koheesiomaa	PRO2004	31,1

9 Tulosten vertailu

9.1 Eurokoodin ja PRO 2004 ominaisarvomitoitusten vertailu

9.1.1 Erot Eurokoodin ja PRO 2004 lähtöarvoissa

Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisten tulosten erot ominaisarvoilla laskettaessa aiheutuivat erisuurista maanpaineekertoimista sekä passiivipuolen erisuuresta seinäkitkakertoimesta. Lisäksi koheesiomaassa on erisuuret upotussyvydet. Maanpaineekertoimet, joita kitkamaakerroksissa on käytetty Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaan, selviävät taulukosta 30. Koheesiomaakerroksissa, jotka ovat suljetussa tilassa, maanpaineekerrointen arvot ovat 1,0 sekä Eurokoodin että Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisissa mitoituksissa. Koheesiomaakerroksista ei synny eroavaisuutta.

Taulukko 30. Maanpaineekertoimet kitkamaakerroksissa Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisissa mitoituksissa.

	K_a	K_p
Eurokoodi	0,2	9
PRO 2004	0,22	9,64

Passiivipuolen seinäkitkakertoimet ovat erisuuret Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisissa mitoituksissa. Eurokoodin mukaisessa mitoituksessa passiivipuolen seinäkitkakerroin on 0,67, kun taas Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisessa mitoituksessa passiivipuolen seinäkitkakerroin on 0,5. Koheesiomaan laskentatapauksessa Eurokoodin mukaisessa mitoituksessa upotussyvyys on 8 metriä ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisessa mitoituksessa 7,7 metriä.

9.1.2 Upotussyvydet

Kerroksellisessa maassa sekä Eurokoodin että Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisissa mitoituksissa upotussyvyys on laskettu käyttäen mobilisaatioastevertailua. Ero riittävässä upotussyvydessä aiheutuu pääosin kahdesta syystä. Ensinnäkin tärkeimpänä syynä on se, että Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisessa laskennassa sallittiin suurempi mobilisaatioaste. Lisäksi Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisessa laskennassa junakuorman suuruutena on käytetty 172kN/m, kun taas Eurokoodin mukaisessa laskennassa junakuormaan on sovellettu muuttuvan kuorman osavarmuutta (ks. luku 6.3) eli junakuormana on käytetty arvoa 217kN/m. Toisaalta Eurokoodin kuormitustaavassa 6.10a ei ole junakuormaa lainkaan mukana, jolloin upotussyvyyden suurin arvo aiheutuu kokonaan sallitun mobilisaatioasteen pienuudesta. Taulukkoon 31 on koottu eri menetelmiä vastaavat sallitut mobilisaatioasteet sekä niitä vastaavat pienimmät upotussyvydet.

Taulukko 31. Riittävä upotussyvyys mobilisaatioastemenetelmällä eri mitoitusmenetelmillä kerroksellisessa maassa.

Mitoitusmenetelmä	Eurokoodi 6.10a	Eurokoodi 6.10b	PRO
Suurin mobilisaatioaste	0,49	0,58	0,667
LT1 riittävä upotussyvyys [m]	10,6	10,4	9,8

Koheesiomaassa Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaan noin 6 metrin upotussyvyys olisi riittänyt. Näin pientä upotussyvyyttä ei voitu valita, sillä siirtymät olisivat olleet liian suuret. Seinän siirtymiksi kaivannossa (maanpinnan ja kaivannon pohjan välillä) sallittiin noin 22mm. Sallitun siirtymän perusteella pienimmät upotussyvydet Eurokoodilla ja Pohjarakennusohjeilla 2004 on koottu taulukkoon 32.

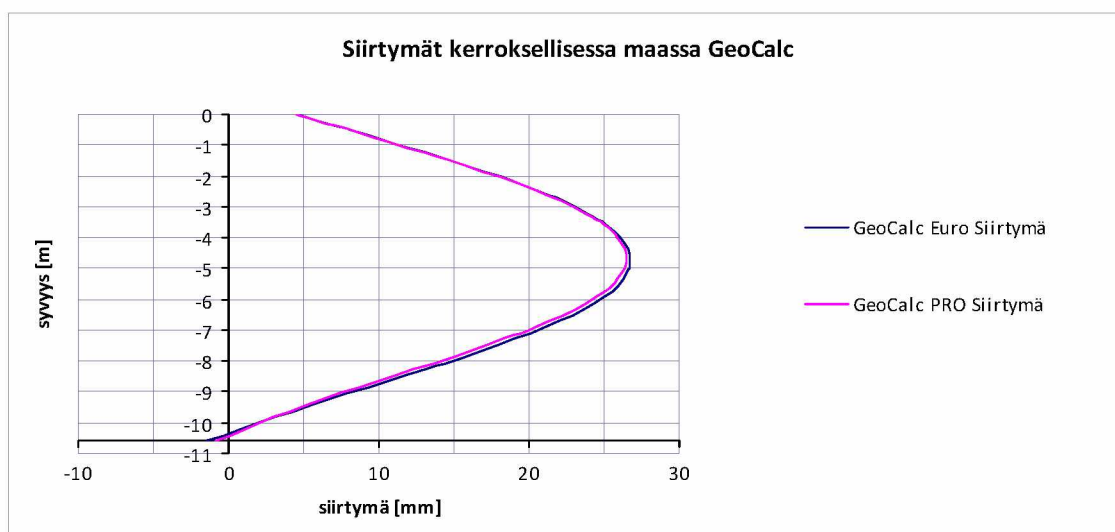
Taulukko 32. Valittu upotussyvyys eri mitoitusmenetelmillä koheesiomaassa.

Mitoitusmenetelmä	Eurokoodi	PRO
Siirtymä kaivannossa [mm]	22	22
LT2 riittävä upotussyvyys [m]	8	7,7

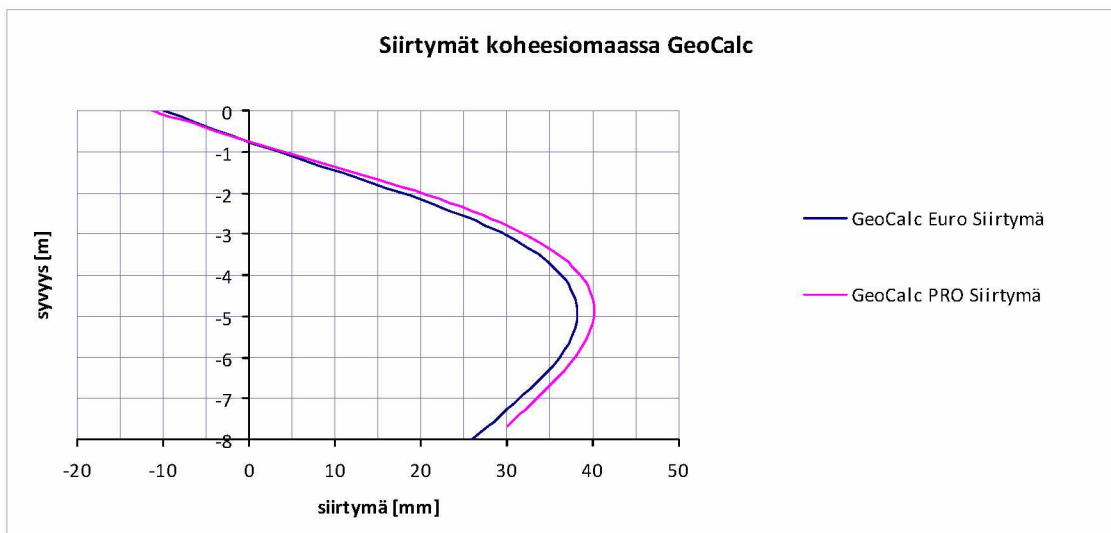
9.1.3 Siirtymät

Kuvassa 27 vertaillaan Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisten mitoitusten siirtymiä kerroksellisessa maassa. Kuvassa 28 vertaillaan Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisten mitoitusten siirtymiä koheesiomaassa.

Kuvien 27 ja 28 siirtymät on laskettu GeoCalc:lla. Plaxis- ja MS Saarelma- ohjelmilla Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisten mitoitusten siirtymien erot ovat samankaltaisia kuin GeoCalc:lla laskettaessa. Plaxis- ja MS Saarelma- ohjelmilla saadut siirtymät ovat liitteissä 14 ja 15.



Kuva 27. Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisten mitoitusten siirtymät kerroksellisessa maassa.



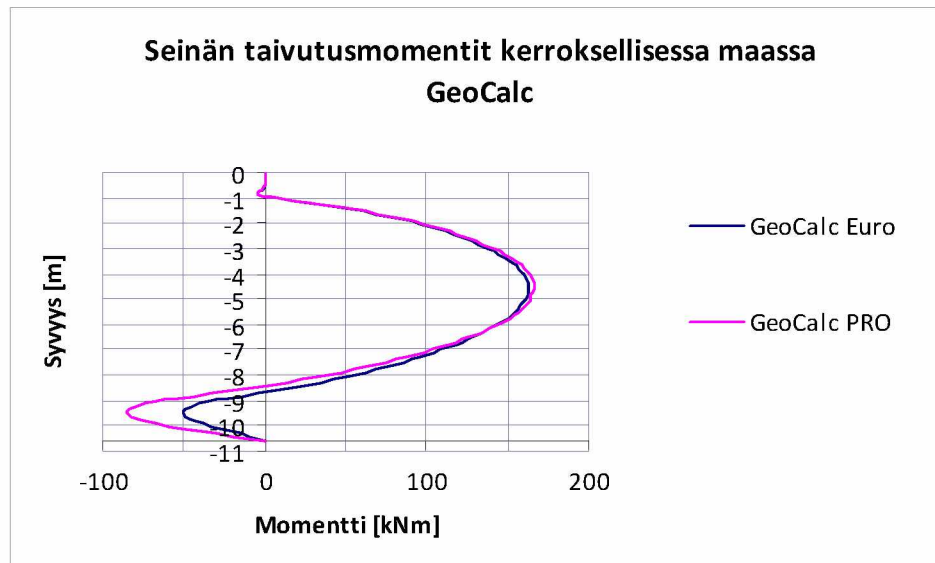
Kuva 28. Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisten mitoitusten siirtymät koheesiomaassa.

Kuvista 27 ja 28 nähdään, että Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisten mitoitusten siirtymät ovat hyvin lähellä toisiaan. Kerroksellisessa maassa erot siirtymissä ovat hyvin pienet. Pieni ero siirtymiin syntyy siitä, että seinäkitkakertoimet ovat eri suuret passiivipuolella. Toinen eroavaisuus muodostuu maanpaine kertoimista, jotka määritetään eri tavoin Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaan.

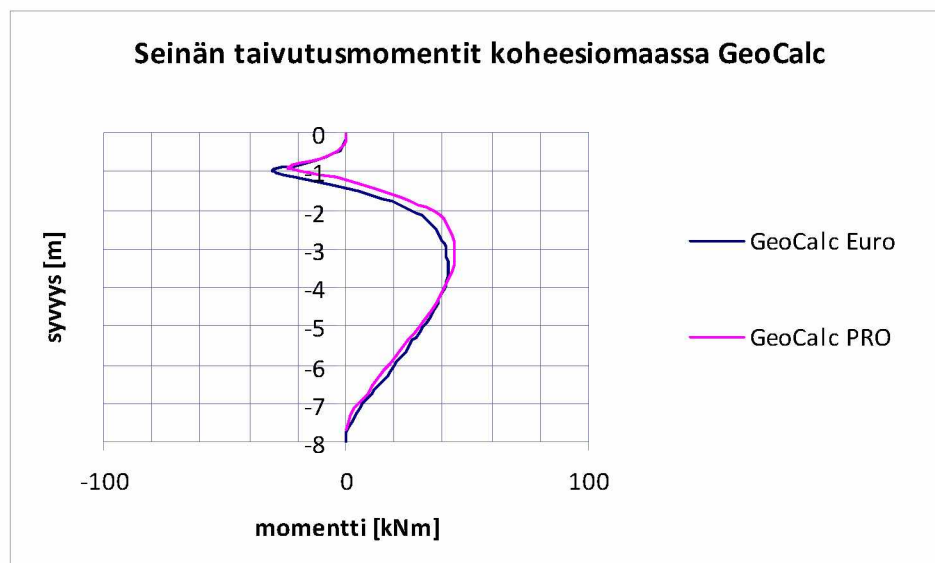
Koheesiomaassa Pohjarakennusohjeiden 2004 mukainen siirtymä on noin 2mm suurempi kuin Eurokoodin mukainen. Tämä ero aiheutuu siitä, että Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisessa mitoituksessa oli hieman pienempi upotussyvyys. Sen sijaan maanpaine kerrointen ja seinäkitkan eroavaisuudet eivät savikerroksissa vaikuta, sillä ollaan suljetuissa olosuhteissa, joissa aktiivi- ja passiivipaine kertoimet ovat 1 (kts. luku 9.1.1).

9.1.4 Seinän taivutusmomentit

Kuvissa 29 ja 30 on GeoCalc:lla lasketut seinän taivutusmomentit kerroksellisessa maassa ja koheesiomaassa. Plaxiksella ja MS Saarelmalla lasketut taivutusmomentit selviävät liitteestä 16 ja 17.



Kuva 29. Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisten mitoitus-
seinän taivutusmomentit kerroksellisessa maassa.

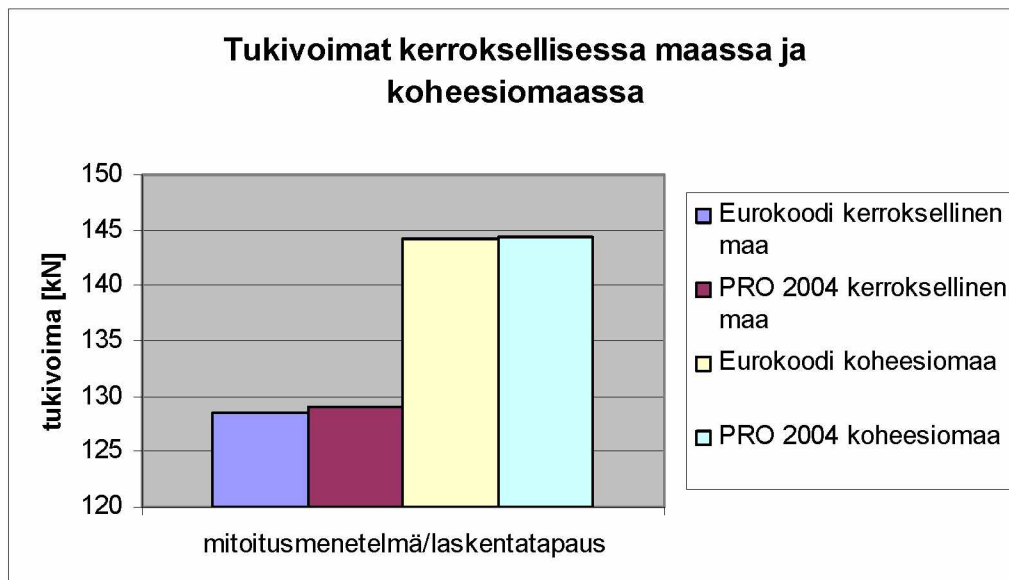


Kuva 30. Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisten mitoitus-
seinän taivutusmomentit koheesiomaassa.

Kuten kuvista 29 ja 30 huomataan, seinän taivutusmomentit ominaisarvoilla laskettaessa ovat Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaan laskettaessa hyvin samansuuruisia. Sekä kerroksellisessa maassa että koheesiomaassa Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaan on saatu hieman suurempi seinän maksimitaivutusmomentti. Kerroksellisessa maassa seinän alapään momentit eroavat jonkin verran. Ero aiheutuu moreenikerroksen erisuurista maanpaineekertoimista ja seinäkitkakertoimista. Koheesiomaassa pieni ero johtuu ratapenkereen erisuurista maanpaineekertoimista ja seinäkitkakertoimista sekä erisuurista upotussyvyyksistä.

9.1.5 Tukivoimat

Kuvassa 31 on vertailtu Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisia ominaisarvoilla laskettuja tukivoimia kerroksellisessa maassa ja koheesiomaassa.



Kuva 31. Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisten mitoitusten tukivoimat kerroksellisessa maassa ja koheesiomaassa.

Tukivoimat Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaan ovat sekä kerroksellisessa maassa että koheesiomaassa hyvin lähellä toisiaan, käytännössä yhtä suuret. Molemmissa tapauksissa Pohjarakennusohjeilla 2004 on saatu hieman suuremmat tukivoimat. Pieni ero johtuu eroavista lähtöarvoista.

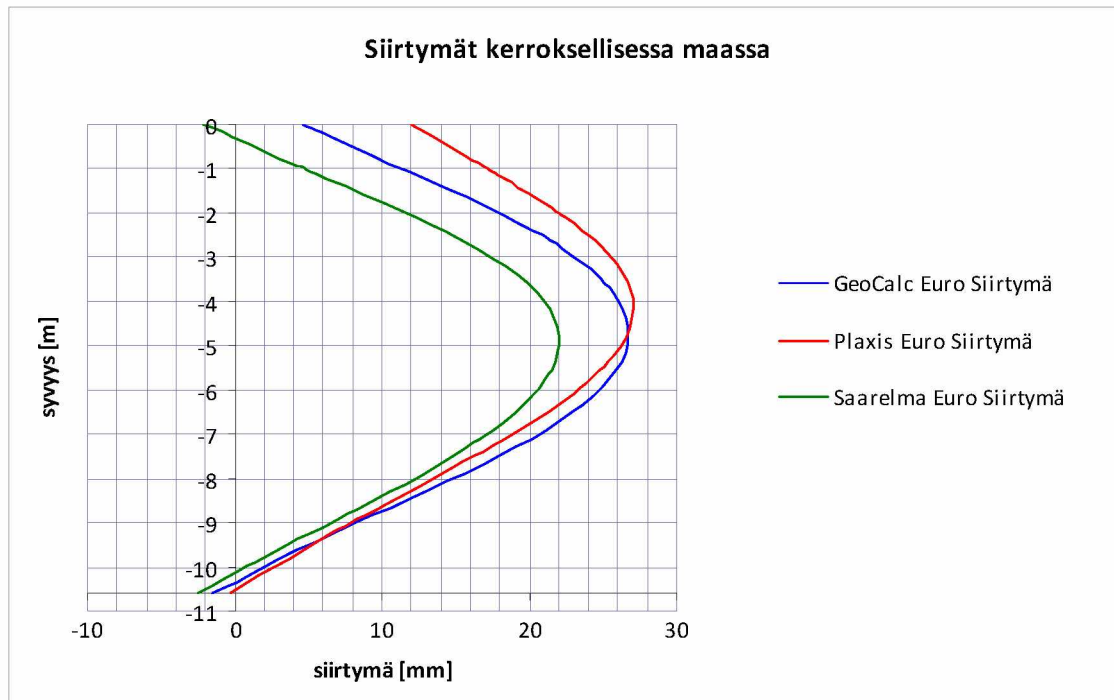
9.2 GeoCalc:n, Plaxiksen ja MS Saarelman tulosten vertailu

9.2.1 Yleistä

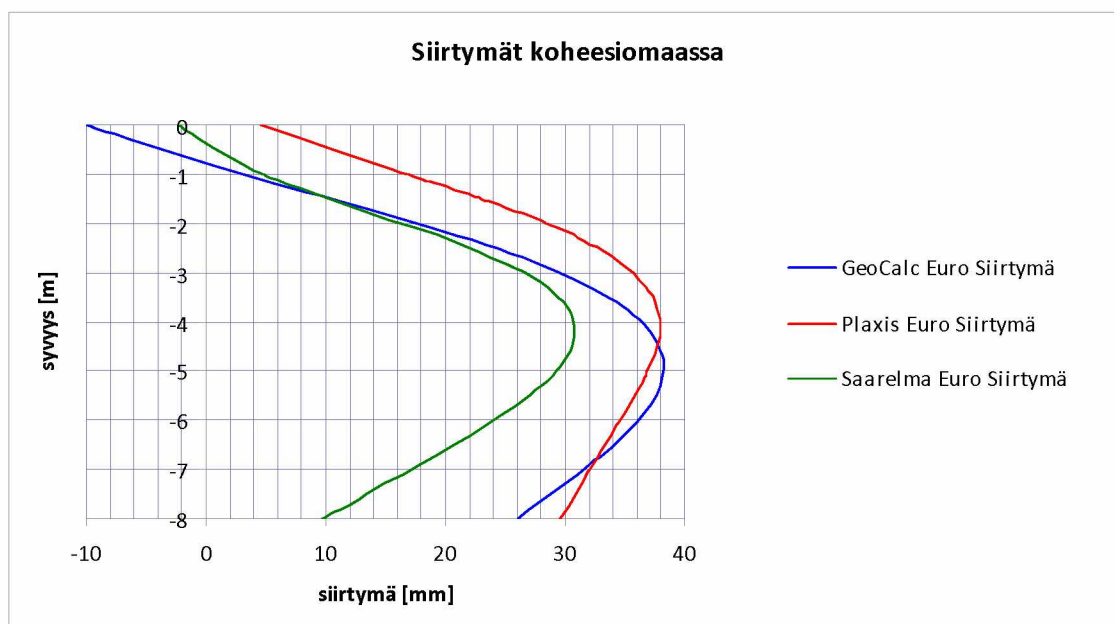
Tässä luvussa vertaillaan GeoCalc-, MS Saarelma- ja Plaxis- ohjelmien tuloksia toisiinsa. Vertailu tehdään käyttäen ominaisarvoilla laskettuja Eurokoodin mukaisia tuloksia, joissa on mukana sekä pysyvät että muuttuvat kuormat.

9.2.2 Siirtymät

Kuvissa 32 ja 33 on vertailtu eri ohjelmilla saatuja siirtymiä.



Kuva 32. Siirtymät kerroksellisessa maassa eri ohjelmilla laskettaessa Eurokoodin mukaan.



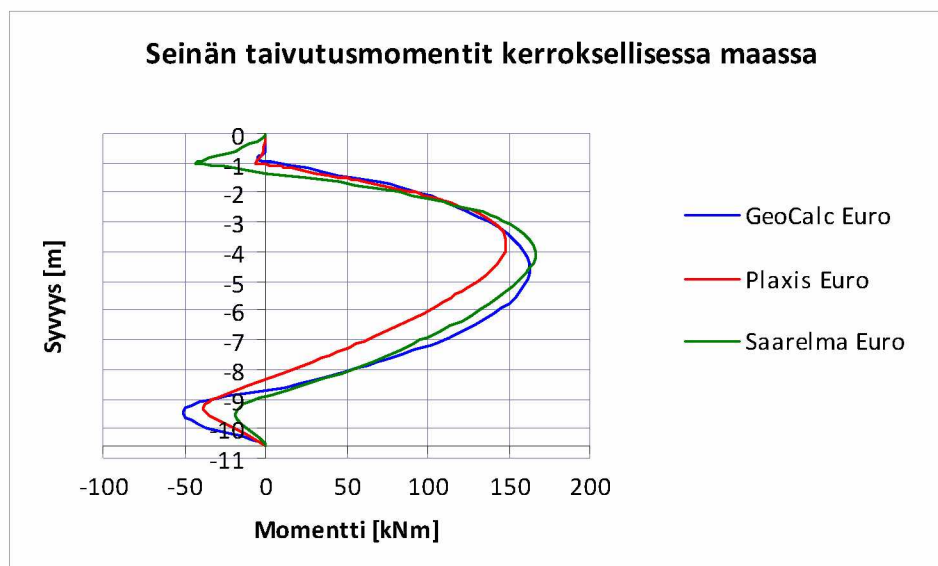
Kuva 33. Siirtymät koheesiomaassa eri ohjelmilla laskettaessa Eurokoodin mukaan.

Eri ohjelmilla lasketuissa siirtymissä on jonkin verran eroja. Sekä kerroksellisessa maassa että koheesiomaassa MS Saarelma- ohjelmalla on saatu pienimmät siirtymät. GeoCalc- ja Plaxis- ohjelmilla on saatu lähes samansuuruiset maksimisiirtymät. GeoCalcin mukaan tämä suurin siirtymä kuitenkin saavutetaan vajaan metrin syvemmällä kuin Plaxiksen mukaan. MS Saarelman arvioima suurin siirtymä on noin 18,5 % pienempi kuin GeoCalcin ja Plaxiksen arvioima suurin siirtymä.

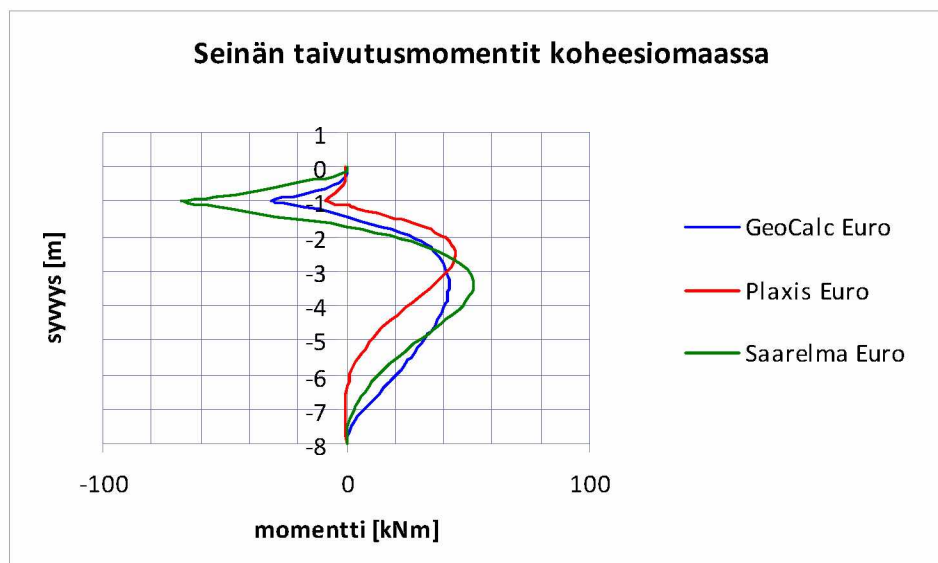
Kerroksellisessa maassa huomattavaa on, että seinän yläpäässä siirtymissä on suuria eroja. Tukitason kohdalla Saarelma ennustaa siirtymäksi 4mm, kun taas Plaxis ennustaa jopa 17mm siirtymää. GeoCalc ennustaa 11mm siirtymää. Koheesiomaassa tukitason kohdalla GeoCalc ja Saarelma ennustavat suunnilleen saman siirtymän noin 4mm. Plaxis puolestaan ennustaa siirtymäksi tukitason kohdalla noin 16mm. Myös seinän alapään osalta siirtymissä on eroja. Saarelma ennustaa 10mm siirtymää, GeoCalc 26mm ja Plaxis 30mm. Plaxiksen siirtymä seinän yläosassa on molemmissa laskentatapauksissa suurempi kuin kahdella muulla ohjelmalla.

9.2.3 Seinän taivutusmomentit

Kuvissa 34 ja 35 on vertailtu seinän taivutusmomentteja kerroksellisessa maassa ja koheesiomaassa.



Kuva 34. Seinän taivutusmomentit kerroksellisessa maassa eri ohjelmilla laskettaessa Eurokoodin mukaan.



Kuva 35. Seinän taivutusmomentit koheesiomaassa eri ohjelmilla laskettaessa Eurokoodin mukaan.

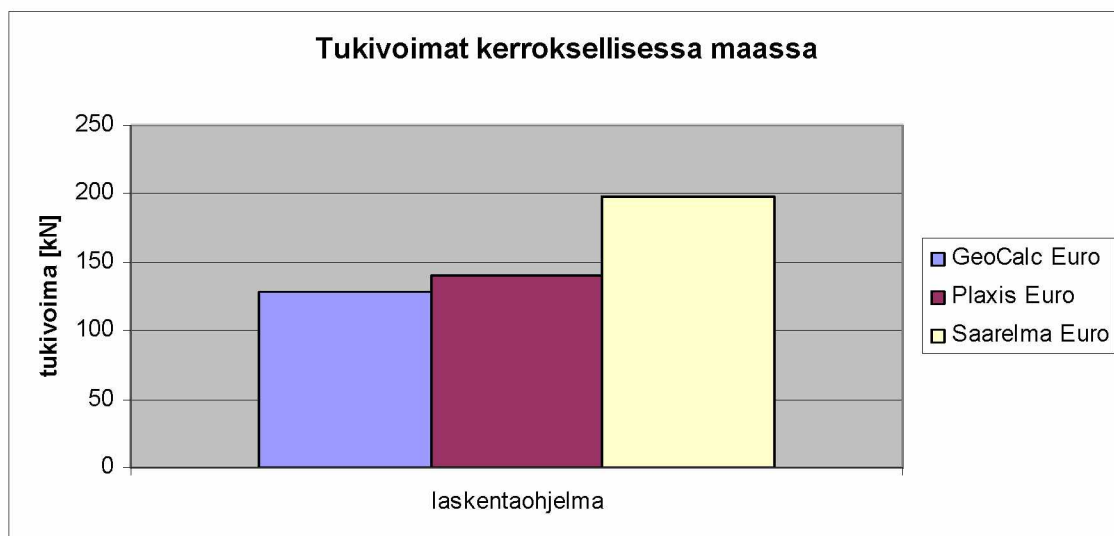
Eri ohjelmilla saadut tukiseinän taivutusmomentit ovat suuruuksiltaan melko samansuuruisia. Molemmissa tapauksissa Saarelmalla on saatu suurimmat maksimimomentit. Kerroksellisessa maassa suurin momentti Saarelmalla on 167kNm. GeoCalc:n suurin momentti on 163kNm eli 98 % Saarelman momentista. Plaxiksen suurin momentti 148kNm on 89 % Saarelman momentista. Kerroksellisessa maassa erot maksimimomenteissa ovat pienet.

Koheesiomaassa suurin momentti saavutetaan Saarelmalla 68kNm. Plaxiksen suurin momentti on 45kNm eli 66 % Saarelman momentista ja GeoCalc:n 42kNm eli 62 % Saarelman momentista. Koheesiomaassa erot maksimimomenteissa kasvavat suuremmiksi, sillä Saarelman maksimimomentti on tukitason kohdalla negatiiviselle puolelle. Momentin positiivisella puolella maksimimomentin suuruudet ovat jälleen lähempänä toisiaan.

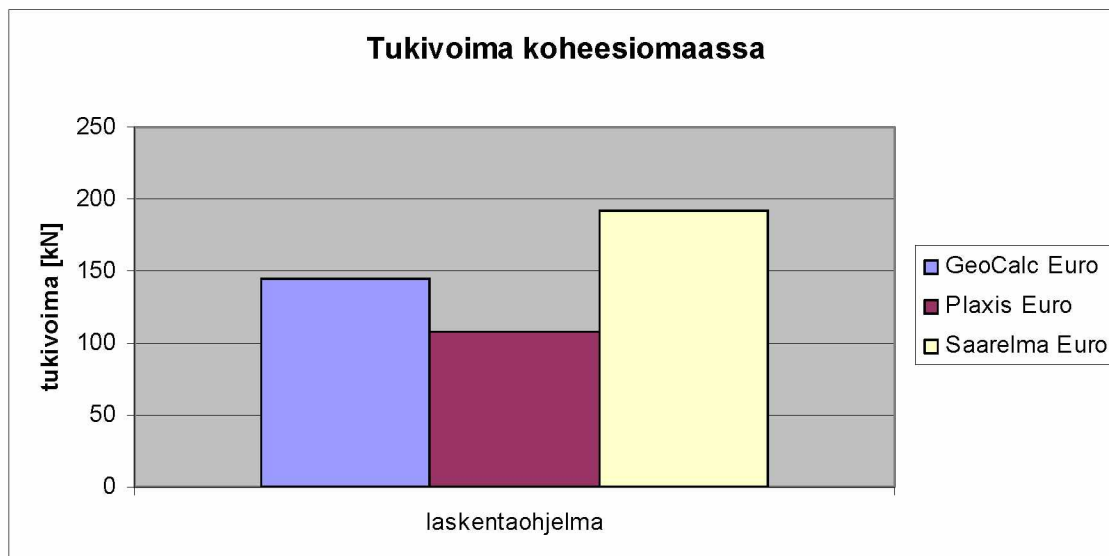
Seinän taivutusmomenttien suuruuksien eroihin vaikuttaa samoja syitä kuin siirtymiinkin (ks. luku 9.2.2).

9.2.4 Tukivoimat

Kuvissa 36 ja 37 on vertailtu tukivoiman suuruutta ominaisarvoilla laskettaessa eri ohjelmilla.



Kuva 36. Tukivoima kerroksellisessa maassa eri ohjelmilla laskettaessa Eurokoodin mukaan.



Kuva 37. Tukivoima koheesiomaassa eri ohjelmilla laskettaessa Eurokoodin mukaan.

Tukivoiman suuruuksissa on suhteellisesti suuremmat erot kuin momenteissa. Etenkin koheesiomaan tapauksessa erot pienimmän ja suurimman tukivoiman välillä ovat huomattavat. Molemmissa laskentatapauksissa MS Saarelmalla saadaan suurempi tukivoima kuin kahdella muulla ohjelmalla. GeoCalc:n ja Plaxiksen tukivoimat ovat lähempänä toisiaan kuin Saarelman arvot.

Kerroksellisessa maassa GeoCalc:n tukivoima on 65 % Saarelman tukivoimasta. Plaxiksen tukivoima on 71 % Saarelman tukivoimasta. Koheesiomaassa GeoCalc:n tukivoima on 75 % Saarelman tukivoimasta. Plaxiksen tukivoima on 56 % Saarelman tukivoimasta. Tukivoimien suuruuksien eroihin vaikuttaa samoja syitä kuin siirtymiinkin (ks. luku 9.2.2).

9.2.5 Päätelmät

Eri ohjelmien tuloksissa oli jonkin verran eroja. Ohjelmien tulosten välisiin eroihin on useita syitä. Ensinnäkin jokaisella ohjelmalla on omat laskentamoottorinsa, jotka eroavat toisistaan, eivätkä tuota identtisiä tuloksia.

GeoCalc- ja MS Saarelma- ohjelmissa käytettiin ns. siirtymäperusteista mallia. GeoCalcissa valittiin siirtymäperusteinen DCM- malli. MS Saarelmassa siirtymäperusteinen malli on ainoa mahdollisuus. Siirtymäperusteisissa malleissa siirtymän ja maanpaineiden mobilisoitumisen yhteyttä kuvataan niissä ns. siirtymäkertoimilla. Siirtymäkertoimen valinnalla on huomattava vaikutus tuloksiin. Aktiivisen/passiivisen maanpaineen kehittymiseksi tarvittavan siirtymän viitteellisiä suositusarvoja löytyy kirjoista RIL 181 (1989) ja RIL 207 (2009). Plaxiksen Mohr-Coulomb- malli ei puolestaan käytä siirtymäkertoimia, vaan laskee jännitykset kolmiulotteisesti jokaisessa pisteessä.

Lisäksi Plaxiksen Mohr- Coulomb malli käyttää kimmomoduulia ja Poissonin lukua, joita taas GeoCalc:n DCM-malli ja MS Saarelma eivät käytä. Kimmomoduulin suuruudella on huomattava vaikutus seinän siirtymiin. Tämänkään vuoksi Plaxiksen Mohr-Coulomb- mallin lähtöarvoja ei voi tältä osin saada täysin vastaamaan GeoCalc- ja MS Saarelma -ohjelmien lähtöarvoja. Mohr-Coulombin kimmoplastinen malli ei ole

paras malli kuvaamaan muodonmuutosta. Parempi malli olisi ollut Hardening Soil-malli.

Siirtymäperusteisten GeoCalc- ja MS Saarelma-mallien välillä on ero, joka selittää osaltaan MS Saarelma-laskelmien pienemmät siirtymät verrattuna GeoCalc-laskelmiin. MS Saarelma-ohjelmassa alkuperäisen lepopaineen oletetaan säilyvän kaivannon puolella. GeoCalc-laskelmassa lepopaine on laskettu joka kaivuvaiheessa kaivutasoa vastaavan maanpinnan mukaan. Jos GeoCalcilla halutaan laskea lepopaine alkuperäisen kaivutason mukaan, tulee lepopaineen laskentatavaksi valita kimmo-teoria ja Poissoninluvuksi asettaa lähellä nollaa oleva arvo. (Vianova 2011)

Pientä eroa aiheuttaa myös se, että kaikissa ohjelmissa ei pysty käyttämään Eurokoodin nomogrammien mukaisia maanpaine kertoimia. Laskentaohjelmista GeoCalciin pystyy syöttämään itse maanpaine kertoimet. GeoCalcin mukaiseen laskelmaan sijoitettiin nomogrammien mukaiset maanpaine kertoimet.

MS Saarelmaan ei voi syöttää itse maanpaine kertoimia vaan ohjelma laskee ne automaattisesti. MS Saarelma-ohjelma laskee maanpaineet klassisen maanpaineteorian mukaan (Tuki-900105). Seinäkitkakertoimia muokkaamalla on saatu maanpaine kertoimet vastaamaan Eurokoodin nomogrammeja. Passiivipuolen seinäkitkakerrointa alennettiin arvosta 0,67 arvoon 0,55, jotta maanpaine kertoimet vastaisivat Eurokoodin nomogrammien mukaisia kertoimia.

Muodoiltaan siirtymät ja momentit seinän pituudella kaikilla kolmella ohjelmalla ovat lähellä toisiaan. MS Saarelma-ohjelmalla saatiin pienimmät siirtymät molemmissa tapauksissa. Sen sijaan MS Saarelmalla saatiin molemmissa tapauksissa sekä suurimmat seinän maksimimomentit että suurimmat tukivoimat. MS Saarelmassa jouset ovat lineaarisia. GeoCalcissa on käytetty epälineaarisia jousia, jotka ovat jäykempiä. Jäykemmät jouset selittävät osaltaan GeoCalcin pienemmät tukivoimat ja momentit Saarelmaan verrattuna.

9.3 Eri ohjelmien pysyvien ja muuttuvien kuormien vaikutusten vertailu

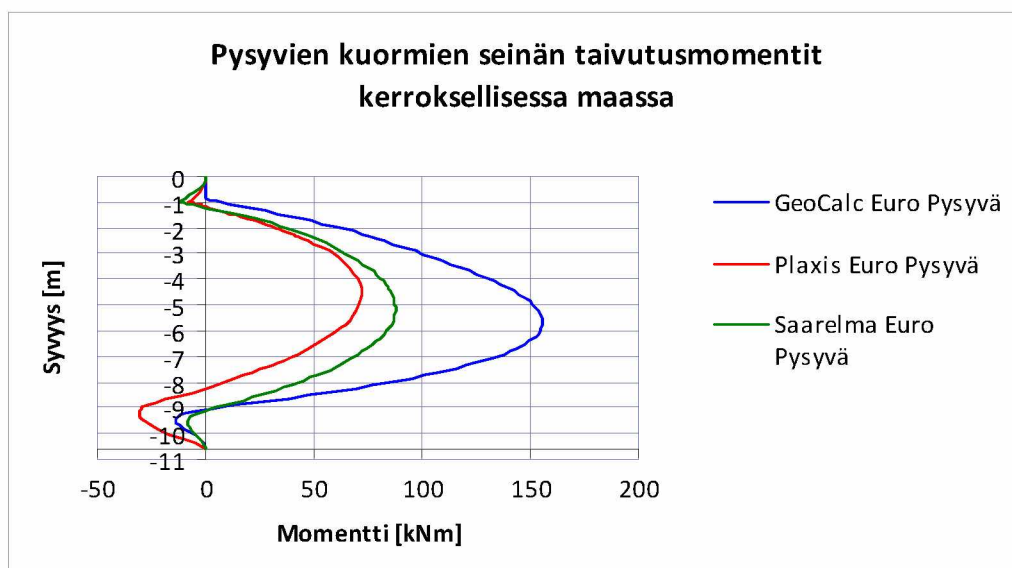
9.3.1 Pysyvien ja muuttuvien kuormien aikaansaamat taivutusmomentit

Pysyvien kuormien aikaansaamat seinän taivutusmomentit

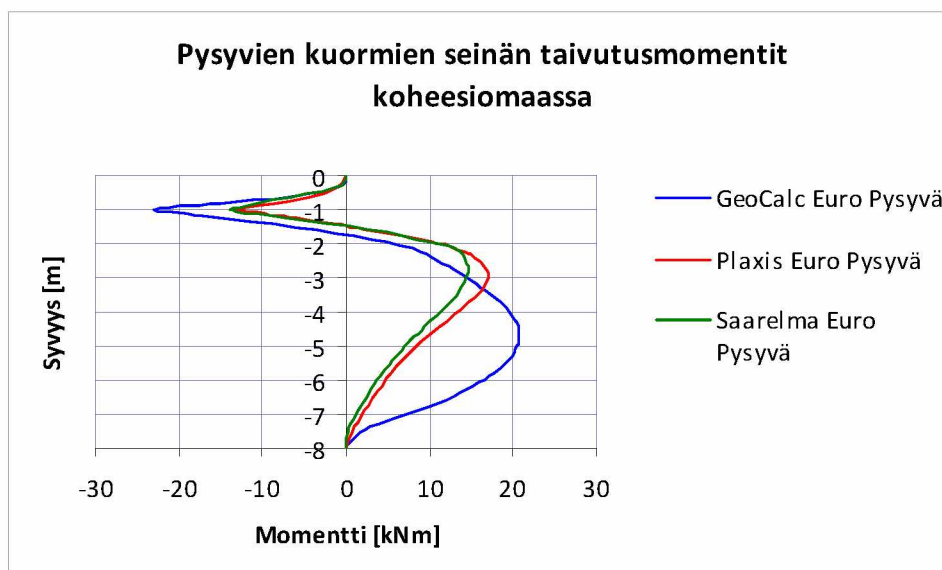
Kuvissa 38 ja 39 on pysyvien kuormien aikaansaamat momentit. Vertaamalla eri ohjelmien pysyvien kuormien aiheuttamia momentteja, huomataan, että Plaxiksen ja MS Saarelman pysyvien kuormien momentit ovat hyvin samanmuotoisia ja samansuuruisia. GeoCalcin pysyvien kuormien momentit eroavat Plaxiksen ja MS Saarelman momenteista, kerroksellisessa maassa suuruudeltaan ja koheesiomaassa suuruudeltaan ja muodoltaan. GeoCalcin pysyvien kuormien maksimimomentti on suurempi kuin Plaxiksen ja MS Saarelman vastaavat.

Kerroksellisessa maassa Plaxiksen momentti on 46 % GeoCalcin momentista. Saarelman momentti on 56 % GeoCalcin momentista. Koheesiomaassa GeoCalcin suurin momentti saavutetaan vajaa kaksi metriä alempana kuin Plaxiksen ja Saarelman vas-

taavat. Koheesiomaassa Plaxiksen suurin momentti on 82 % ja Saarelman 71 % GeoCalcin maksimimomentista.



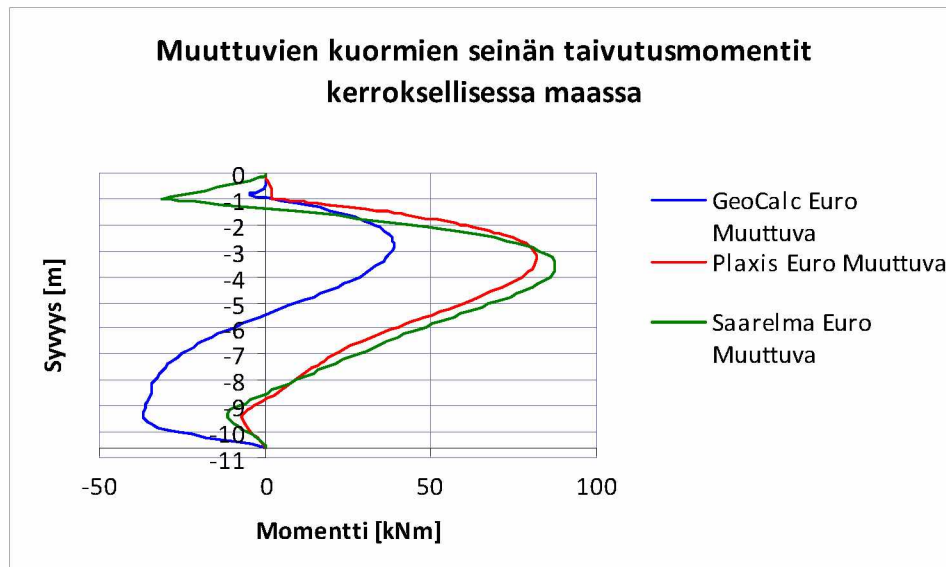
Kuva 38. Pysyvien kuormien aiheuttamat seinän taivutusmomentit kerroksellisessa maassa eri ohjelmilla laskettaessa.



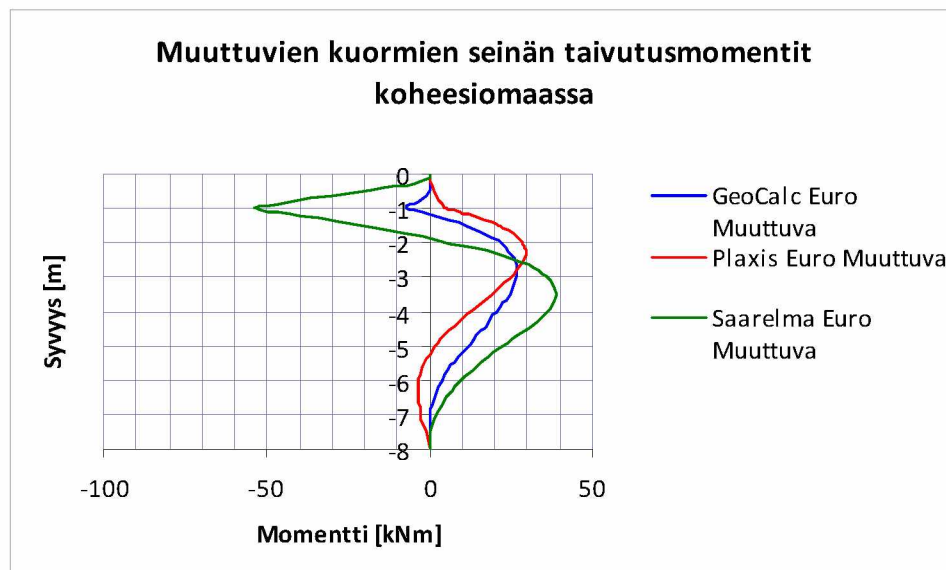
Kuva 39. Pysyvien kuormien aiheuttamat seinän taivutusmomentit koheesiomaassa eri ohjelmilla laskettaessa.

Muuttuvien kuormien aikaansaamat seinän taivutusmomentit

Kuvissa 40 ja 41 on muuttuvien kuormien aiheuttamat seinän taivutusmomentit. Vertaamalla eri ohjelmien muuttuvien kuormien aiheuttamia momentteja kerroksellisessa maassa, huomataan, että Plaxiksen ja MS Saarelman muuttuvien kuormien momentit ovat hyvin samansuuruisia kerroksellisessä maassa. GeoCalcilla on saatu selkeästi pienimmät maksimimomentin arvot. Myös koheesiomaassa GeoCalcilla on saatu pienimmät maksimimomentin arvot, mutta erot eivät ole niin suuret kuin kerroksellisessä maassa.



Kuva 40. Muuttuvien kuormien aiheuttamat seinän taivutusmomentit kerroksellisessa maassa.

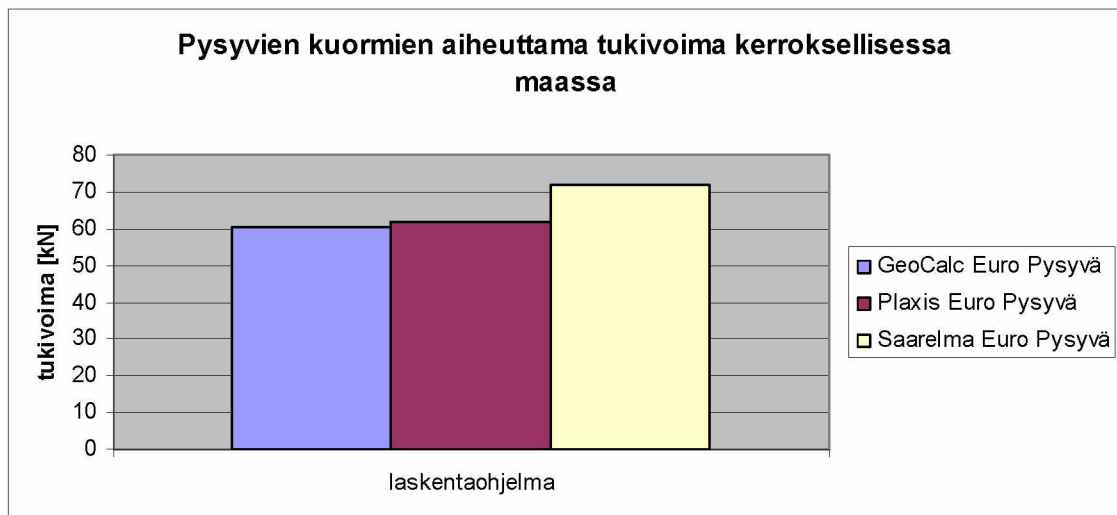


Kuva 41. Muuttuvien kuormien aiheuttamat seinän taivutusmomentit koheesiomaassa.

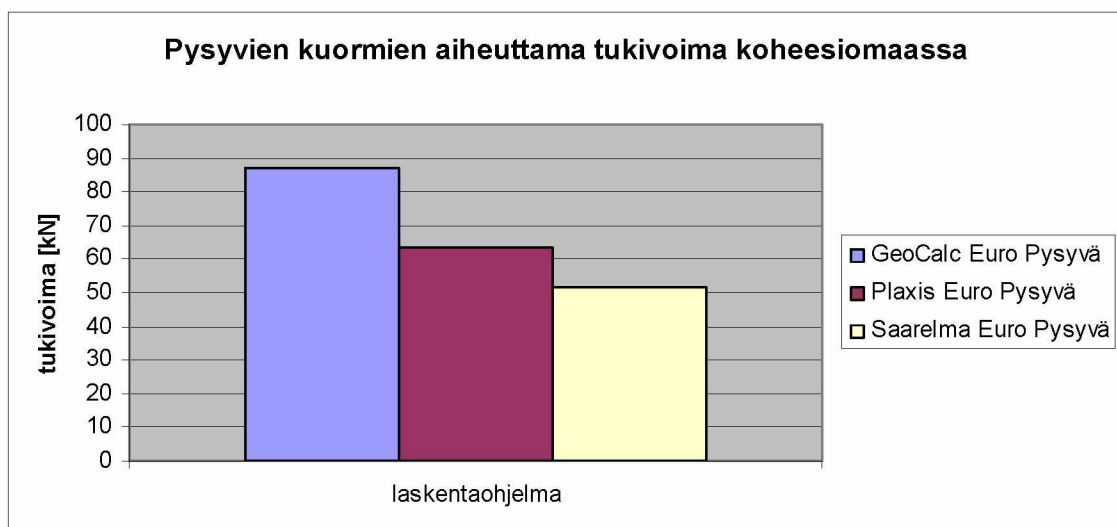
9.3.2 Pysyvien ja muuttuvien kuormien aikaansaamat tukivoimat

Pysyvien kuormien aikaansaamat tukivoimat

Kuvissa 42 ja 43 on pysyvien kuormien aiheuttamat tukivoimat. Kerroksellisessa maassa pysyvien kuormien aiheuttamat tukivoimat ovat melko samansuuruiset. Koheesiomaassa pysyvien kuormien tukivoimissa on enemmän eroja. GeoCalc on laskenut suurimman tukivoiman ja MS Saarelma pienimmän.



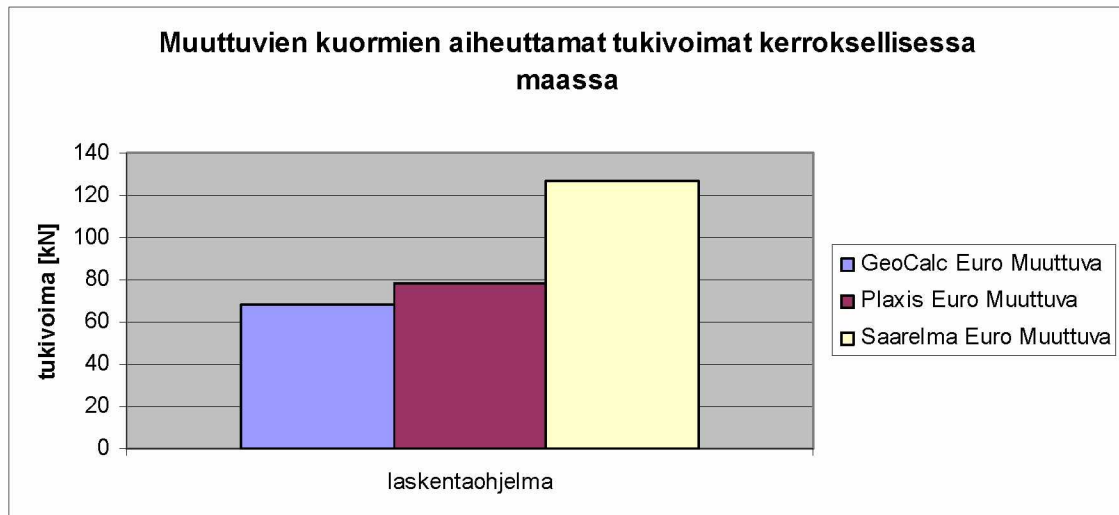
Kuva 42. Pysyvien kuormien aiheuttamat tukivoimat kerroksellisessa maassa.



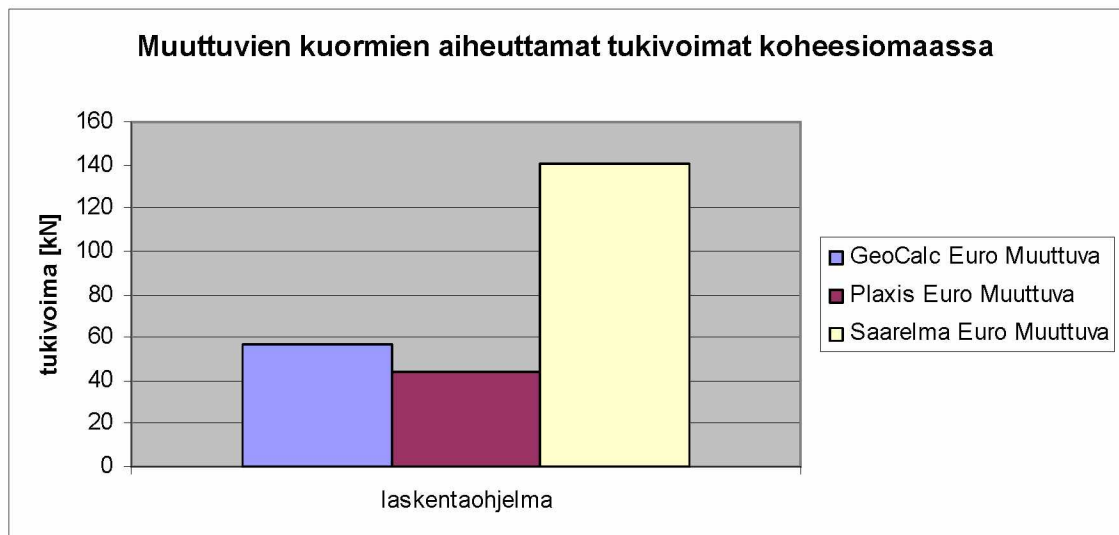
Kuva 43. Pysyvien kuormien aiheuttamat tukivoimat koheesiomaassa.

Muuttuvien kuormien aikaansaamat tukivoimat

Kuvissa 44 ja 45 on muuttuvien kuormien aiheuttamat tukivoimat. MS Saarelmalla on saatu sekä kerroksellisessa maassa että koheesiomaassa suurimmat muuttuvan kuorman aiheuttamat tukivoimat. GeoCalcin ja Plaxiksen tukivoimat ovat pienempiä ja melko lähellä toisiaan.



Kuva 44. Muuttuvien kuormien aiheuttamat tukivoimat kerroksellisessa maassa.



Kuva 45. Muuttuvien kuormien aiheuttamat tukivoimat koheesiomaassa.

9.3.3 Päätelmät

Huomattavaa on, että GeoCalcilla pysyvien kuormien vaikutukset ovat suuret ja vastaavasti muuttuvan kuorman vaikutukset pienet. Ominaisarvoilla laskettaessa näiden yhteisvaikutus näyttää kuitenkin momenttien osalta samansuuruiselta kuin kahdella muulla ohjelmalla, kuten luvussa 9.2.3 todettiin. Osavarmuuslukujen soveltaminen muuttaa kuitenkin tilanteen. Muuttuvan kuorman osavarmuusluku on 1,45, kun pysyvän kuorman osavarmuusluku on 1,15. Kun osavarmuuslukuja sovelletaan, GeoCalcin mitoitusarvot jäävät pienemmiksi kuin kahden muun ohjelman, sillä varmuuslukuja sovellettaessa muuttuvan kuorman vaikutukset saavat suuremman kertoimen. Vastaavasti on odotettavissa, että GeoCalcilla kuormituskaava 6.10a muodostuu helpommin mitoittavaksi kuin kahdella muulla ohjelmalla. Syynä on kuormituskaavan 6.10a suurempi pysyvän kuorman osavarmuusluku 1,35.

9.4 Mobilisaatioastemenetelmän ongelmat upotussyvyyden laskemisessa

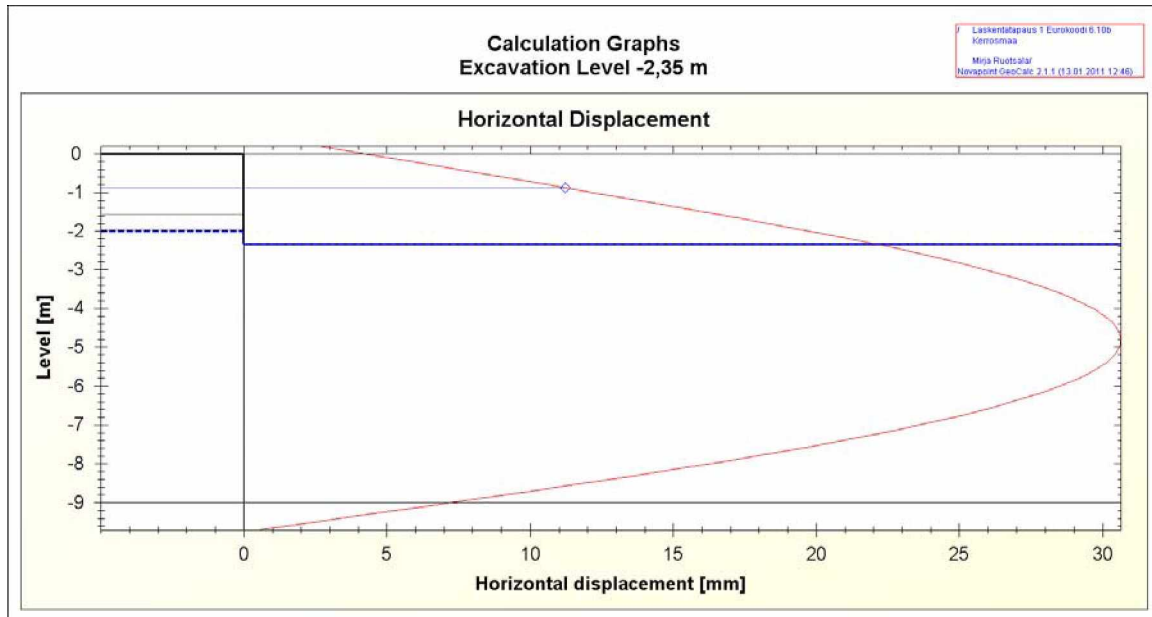
Koheesiomaan laskentatapauksessa riittävää upotussyvyyttä yritettiin määrittää mobilisaatioastemenetelmällä. Laskennassa päädyttiin mobilisaatioastevertailulla tilanteeseen, jossa suljetun leikkauslujuuden olisi täytynyt olla suuri (yli 50kPa), että edes 15 metrin upotussyvyys olisi riittänyt 2,32 m kaivannossa. Laskennan mukaan mobilisaatio oli jo hyvin aikaisessa vaiheessa kasvanut suureksi eikä tukiseinän upotussyvyyden kasvattaminen näyttänyt parantavan tilannetta. Laskentatapauksen ongelmien perusteella voidaan todeta, että mobilisaatioastemenetelmä ei aina toimi jousimalleilla.

Vianovan (2011) mukaan passiivipaineen mobilisaatioaste riippuu käytetystä mallista ja sen parametreista. Joillain valinnoilla se ei toimi oikein. Syynä ongelmaan on ainakin se, että GeoCalcin DCM-mallissa referenssipituutena on käytetty etäisyyttä maanpinnasta. Kun ohjelma laskee maanpaineita etäisyytenä maanpinnasta, syntyy tilanne, jossa siirtymä kasvaa lineaarisesti syvyyden funktiona ja jäykkyys pienenee syvyyden mukaan suhteessa $1/z$. Tosi asiassa jäykkyys kuitenkin yleensä kasvaa syvemmälle mentäessä. Jäykkyysprofiilista muodostuu tällöin virheellinen. Tämä puolestaan aikaansaa maanpaineen nopean mobilisoitumisen lähellä maanpintaa, mutta hitaasti seinän alapäässä, vaikka siirtymät olisivat suuret. Mobilisaatioastemenetelmä voi antaa vääristyneen kuvan tukiseinän varmuudesta joillain mallin ja parametrien valinnoilla. (Vianova 2011) Tässä työssä havaittujen ongelmien seurauksena mobilisaatioastemenetelmä jätettiin pois Liikenneviraston (2010a) soveltamisohjeesta.

9.5 Liukupintalaskelmien soveltuvuus upotussyvyyden laskemiseen

Tässä luvussa selvitetään, voiko riittävän upotussyvyyden määrittää liukupintalaskelmilla mitoitusmenetelmällä DA3, niin kuin Liikennevirasto (2010a) esittää. Tarkoituksena on selvittää, vastaako ylimitoituseroin 1,0 muita upotussyvyyden määrittämis menetelmiä, joita kerroksellisen maan ja koheesiomaan laskentatapauksissa on käytetty. Tämän lisäksi arvioidaan, onko liukupintamenetelmällä saatu upotussyvyys riittävä tai järkevä, vaikka se eroaisi muista upotussyvyyden laskentamenetelmistä.

Kerroksellisessa maassa riittävä upotussyvyys oli laskettu mobilisaatioastemenetelmällä. Upotussyvyudeksi olisi riittänyt kuormituskaavalla 6.10b 10,4m. Tämän vuoksi testataan liukupintalaskentaa 10,4m upotussyvydellä. Tällä upotussyvydellä heikoimman liukupinnan ylimitoituseroin oli 1,38. Liukupintalaskelman kuva on liitteessä 18. Tämän perusteella näyttää siltä, että mobilisaatioastemenetelmällä laskettu minimiupotussyvyys ja liukupintalaskenta eivät anna yhtä suuria upotussyvyksiä. Jos riittävä upotussyvyys olisi määritetty liukupintalaskelmalla hyväksyen 1,0 ylimitoituseroin, upotussyvyudeksi olisi saatu 9,7 metriä. Liukupintalaskelman kuva on liitteessä 18. Vaikka liukupintamenetelmällä saatu upotussyvyys ei riitä mobilisaatioastevertailulla määritettäessä, vaikuttaa myös liukupintamenetelmällä laskettu upotussyvyys olevan riittävä. Kuvassa 46 on siirtymäkuvaaja 9,7 metrin upotussyvydeltä.



Kuva 46. Seinän siirtymä kerroksellisessa maassa, kun upotussyvyys on 9,7 metriä.

Siirtymäkuvaajan perusteella seinän alapää näyttää olevan tukevasti moreenissa ja upotussyvyys näyttää riittävän. Pienempi upotussyvyys muuttaa hieman tukivoiman, seinän taivutusmomentin ja siirtymän maksimiarvoja verrattuna 10,6m upotussyvyteen. Nämä selviävät taulukosta 38.

Taulukko 38. Kuorman vaikutuksia eri upotussyvyksillä kerroksellisessa maassa.

upotussyvyys	max.tukivoima	max.seinän taivutusmomentti	max.siirtymä
	[kN]	[kNm]	[mm]
9,7m	134,3	193,9	30,6
10,6m	128,5	183,1	28,6

Koheesiomaassa lopullinen upotussyvyys valittiin siirtymien perusteella. Liukupintalaskelman toimivuutta testattiin riittävällä upotussyvyydellä, joka oli noin 6 metriä. Tällöin heikoimman liukupinnan ylimitoituserroin oli GeoCalcilla laskettuna 0,96. Ylimitoituserroin oli yli 1,0, kun upotussyvyys oli 6,2 metriä. Liukupintalaskelmien kuvat ovat liitteessä 19. Ylimitoituserroin korreloi tämän perusteella hyvin momenttitasapainomenetelmää.

Tämän työn laskentatapausten perusteella liukupintalaskelma näyttäisi soveltuvan riittävän upotussyvyyden varmistamiseen.

9.6 Varmuuksien soveltaminen Eurokoodin mukaan

Eurokoodin mukaan mitoitus tehdään kuormituskaavoilla 6.10b ja 6.10a. Kuormituskaavassa 6.10b pysyvien kuormien vaikutukset on kerrottu pysyvien kuormien osa-

varmuusluvulla 1,15 ja muuttuvien kuormien vaikutukset on kerrottu muuttuvan rautatieliikennekuorman osavarmuusluvulla 1,45. Varmuuksien sijoittamisen jälkeen pysyvien ja muuttuvien kuormien vaikutukset on laskettu yhteen ja saatu vaikutusten mitoitusarvot kuormituskaavalla 6.10b. Kuormituskaavassa 6.10a pysyvien kuormien vaikutukset on kerrottu pysyvien kuormien osavarmuusluvulla 1,35, jolloin on saatu vaikutusten mitoitusarvot kuormituskaavalla 6.10a.

Tukiseinän taivutusmomentin mitoitusarvo

Taulukossa 33 on taivutusmomentin mitoitusarvot kerroksellisessa maassa. Taulukossa 34 on taivutusmomentin mitoitusarvot koheesiomaassa.

Taulukko 33. Tukiseinän taivutusmomentin mitoitusarvot kerroksellisessa maassa.

Seinän max. taivutusmomentti [kNm]		
Kerroksellinen maa	Euro 6.10a	Euro 6.10b
GeoCalc	210	193
Plaxis	97	195
MS Saarelma	118	217

Kerroksellisessa maassa GeoCalc:lla mitoitettaessa kuormituskaava 6.10a on mitoitettava. Plaxiksella ja MS Saarelmalla kuormituskaava 6.10b on mitoitettava. Kuormituskaavan 6.10a mitoitusarvoissa on suuria eroja. Erot johtuvat GeoCalcin ja kahden muun ohjelman välisistä eroista painottaa pysyvien ja muuttuvien kuormien vaikutuksia. Tästä on kerrottu enemmän luvussa 9.3.

Taulukko 34. Tukiseinän taivutusmomentin mitoitusarvot koheesiomaassa.

Seinän max. taivutusmomentti [kNm]		
Koheesiomaa LT2	Euro 6.10a	Euro 6.10b
GeoCalc	-31	56
Plaxis	23	60
MS Saarelma	20	-95

Koheesiomaassa kaikilla ohjelmilla mitoitettaessa kuormituskaava 6.10b on mitoitettava.

Tukivoimien mitoitusarvot

Taulukossa 35 on tukivoimien mitoitusarvot kerroksellisessa maassa. Taulukossa 36 on tukivoimien mitoitusarvot koheesiomaassa. Taulukoista 35 ja 36 nähdään, että Eurokoodin mukaan mitoitettaessa kuormituskaava 6.10b on mitoitettava molemmissa laskentatapauksissa kaikilla laskentaohjelmilla laskettaessa.

Taulukko 35. Tukivoimien mitoitusarvot kerroksellisessa maassa.

Tukivoima [kN]		
Kerroksellinen maa	Euro 6.10a	Euro 6.10b
GeoCalc	82	168
Plaxis	84	184
MS Saarelma	97	266

Taulukko 36. Tukivoimien mitoitusarvot koheesiomaassa.

Tukivoima [kN]		
Koheesioma LT2	Euro 6.10a	Euro 6.10b
GeoCalc	118	183
Plaxis	86	137
MS Saarelma	70	264

Muuttuvan kuorman osavarmuusluvun sijoittelun vertailu

Liikenneviraston ohjeen (2010a) mukaan muuttuvan kuorman osavarmuusluvun sijoitteluun on kaksi vaihtoehtoa. Vaihtoehdot on esitetty luvussa 6.9. Tämän työn laskennoissa on käytetty vaihtoehtoa 2. Vaihtoehdossa 1 muuttuvaan kuormaan sovelletaan osavarmuuslukuja jo lähtöarvoissa kertomalla kuorma osamäärällä γ_Q/γ_G . Vaihtoehdot 1 ja 2 antavat erisuuret seinän taivutusmomentin ja tukivoiman mitoitusarvot. Taulukossa 37 on verrattu vaihtoehtojen 1 ja 2 antamia tuloksia. Vertailu on tehty koheesiomaan laskentatapaukselle käyttäen GeoCalc-ohjelman tuloksia ja vertailussa on verrattu seinän taivutusmomentin ja tukivoiman maksimiarvoja. Kuormituskaava 6.10a on yhteinen molempien vaihtoehtojen mukaan mitoittaessa.

Taulukko 37. Muuttuvan kuorman osavarmuusluvun sijoittelun vaikutus tuloksiin.

Koheesioma LT2	6.10a	vaihtoehto 2	vaihtoehto 1
max. taivutusmomentti [kNm]	-31,2	56,1	57,4
max. tukivoima [kN]	117,8	183,0	186,1

Taulukosta 37 nähdään, että vaihtoehto 1 olisi antanut suuremmat arvot kuin vaihtoehto 2. Erot ovat kuitenkin pienet. Tämän vertailun aineiston perusteella vaihtoehdon 1 käyttäminen ei tulosten osalta eroa merkittävästi vaihtoehdosta 2. Vaihtoehdon 1 rasitukset ovat varmemmalla puolella, sillä vaihtoehdolla 1 saadaan suuremmat tai yhtä suuret seinän taivutusmomentin ja tukivoiman arvot (ks. luku 6.9).

9.7 Parametrien herkkyytarkastelu

Tässä luvussa arvioidaan, miten eri parametrien suuruudet vaikuttavat tuloksiin. Arviointi suoritettiin GeoCalc-ohjelmalla koheesiomaan laskentatapauksella. Arviointia varten maaparametrien arvoja muutettiin. Tämän jälkeen verrattiin tuloksia alkupeiräiseen. Näin saatiin selville, millä maaparametreilla on merkittävää vaikutusta tulok-

siin. Taulukosta 39 selviää miten kunkin parametrin arvon muutos vaikuttaa maksimi-siirtymään, seinän maksimitaivutusmomenttiin ja maksimitukivoimaan.

Taulukko 39. Parametrien suuruuksien vaikutus tuloksiin koheesiomaan laskentatapauksessa.

	max.siirtymä	max.seinän taivutusmomentti	max.tukivoima
Alkuperäinen	38,2 mm	42,1 kNm	144,3 kN
Sulj.leikk.lujuuden kasvu 25 %	-18 %	-18 %	-3 %
Ratapenk leikk.kest.kulman kasvu 25%	0 %	0 %	0 %
Tilavuuspainon kasvu 25 %	+16%	+5%	+11%
Siirtymäkertoimen kasvu Aktiivi: kk.savi, savi, savi alempi 0,02 Pass: kk.savi, savi, savi alempi 0,04	+14%	-13%	-17%

Suljetun leikkauslujuuden kasvu 25 %:lla pienentää siirtymiä ja seinän maksimitaivutusmomenttia merkittävästi. Maakerrosten tilavuuspainojen kasvu puolestaan kasvattaa erityisesti siirtymiä ja tukivoimaa ja hieman seinän maksimitaivutusmomenttia.

Täyden aktiivi- ja passiivipaineen vaatiman siirtymän arvon kasvaminen kuiva-kuorisavessa ja alemmassa savikerroksessa samoihin arvoihin kuin ylemmässä savikerroksessa eli aktiivipuolella 0,01 -> 0,02 ja passiivipuolella 0,02 -> 0,04, kasvattaa siirtymiä ja pienentää seinän maksimitaivutusmomenttia ja tukivoimaa. Täyden aktiivi- ja passiivipaineen vaatiman siirtymän arvojen kasvattaminen mallintaa maan käyttymään löyhemmin (pehmeämpi maa).

Sen sijaan ratapenkereen leikkauskestävyyskulman suuruudella ei näyttäisi olevan vaikutusta tuloksiin. Vaikka leikkauskestävyyskulman suuruudella ei ollut merkitystä tuloksiin tässä laskentatapauksessa, sillä on usein merkitystä. Esimerkiksi tämän työn laskentatapauksessa 1 eli kerroksellisessa maassa leikkauskestävyyskulmien muutos ratapenkereessä ja moreenikerroksessa arvosta 38° arvoon 20° aiheuttaa seuraavat muutokset tuloksiin:

maksimisiirtymä: 28,6 -> 27,7
seinän maksimitaivutusmomentti: 183,1 -> -234,8
tukivoima: 128,5 -> 129,5

10 Johtopäätökset

Eurokoodin käytön vaikeudet laskentaohjelmissa

Eurokoodin mitoitusmenetelmä, jota tukirakenteille käytetään, on DA2*. Menetelmässä osavarmuuslukuja ei sovelleta lähtötietoihin vaan vasta kuorman vaikutuksiin, kuten tukiseinän taivutusmomentteihin ja tukivoimiin. Tämä tarkoittaa sitä, että tämän hetkisillä laskentaohjelmilla laskelma suoritetaan ominaisarvoilla ja varmuudet sijoitetaan lopussa käsin.

Vaihtoehtoon 2 (ks. luku 6.9), jossa myös muuttuvan kuorman osavarmuutta sovelletaan vasta vaikutuksiin, mukaan laskettaessa kuormituskaavalla 6.10b jokaista mitoitusatilannetta varten tulee suorittaa kaksi eri laskelmaa laskentaohjelmilla. Näistä ensimmäisessä laskelma suoritetaan pelkästään pysyvillä kuormilla. Toisessa laskelma suoritetaan sekä pysyvillä että muuttuvilla kuormilla. Jotta pysyvien ja muuttuvien kuormien vaikutukset saadaan erikseen selville, täytyy pysyvien ja muuttuvien kuormien yhteisvaikutuksista vähentää pysyvien kuormien vaikutukset. Jos näiden kahden laskelman maksimi-arvot eivät ole samalla syvyydellä, täytyy erotus laskea joka laskentatasolla. Käytännössä siis tulokset täytyy siirtää taulukkolaskentaohjelmaan, jossa tulosten väliset laskutoimitukset sujuvat kätevästi.

Taulukkolaskentaohjelmassa ominaisarvoihin voidaan soveltaa osavarmuuslukuja. Pysyvien kuormien vaikutukset kerrotaan pysyvän kuorman osavarmuusluvulla ja muuttuvien kuormien vaikutukset muuttuvan kuorman osavarmuusluvulla. Osavarmuuslukuja soveltamisen jälkeen pysyvien ja muuttuvien kuormien vaikutukset yhdistetään, jolloin saadaan kuormien vaikutusten mitoitusarvot. Vaihtoehtoon 2 mitoitusmenettely on työläs ja vaatii paljon laskentaohjelmien tulosten käsittelyä.

Vaihtoehto 1 (ks. luku 6.9), jossa muuttuvaan kuormaan sovelletaan osavarmuuslukua jo lähtötiedoissa, helpottaa huomattavasti laskentaa. Tällöin tarvitsee tehdä vain yksi laskelma kahden sijasta. Maksimi-arvot saadaan selville suoraan tuloksista ja voidaan kertoa pysyvien kuormien osavarmuusluvulla. Liikenneviraston (2010a) mukaan tällä vaihtoehdolla päädytään suurempiin mitoitusarvoihin kuin edellä mainitulla. Vaihtoehtoon 1 tulokset ovat vaihtoehtoon 2 nähden varmalla puolella ja tällöin päädytään jonkun verran yliarvioimaan kuorman vaikutuksia. Ylimitoituksen suuruus riippuu muuttuvan ja pysyvän kuorman suhteesta (Liikennevirasto 2010a).

Kuormituskaavan 6.10b lisäksi mitoitus tulee tehdä kuormituskaavalle 6.10a. Kuormituskaava 6.10a eroaa kuormituskaavasta 6.10b siten, että siinä otetaan huomioon vain pysyvät kuormat. Kuormituskaavassa 6.10a pysyvien kuormien vaikutukset kerrotaan kuormituskaavan omalla pysyvien kuormien osavarmuusluvulla. Tämän jälkeen valitaan mitoittavamman kuormituskaavan mukaiset arvot.

GeoCalcin tukiseinäosioista ei saa tuloksia numeerisessa muodossa. Mikäli tulokset halutaan numeerisessa muodossa, täytyy ne poimia yksitellen piste pisteeltä kuvajista. Tämä on hyvin työlästä.

Upotussyvyyden laskemisessa mobilisaatioiden perusteella oli DCM- mallia käytettäessä ongelmia. Laskennassa päädyttiin koheesiomaassa tilanteeseen, jossa riittävän alhaista mobilisaatioastetta ei saavutettu, vaikka upotussyvyyttä lisättiin reilusti. Laskennassa referenssipituutena käytettiin etäisyyttä maanpinnasta. Passiivimaan-

paineen mobilisaatioon perustuvan varmuuden käytössä täytyy muistaa, että mobilisaatioaste riippuu käytetystä mallista ja sen parametreista (Vianova 2011).

Plaxiksessa joutui luomaan omat maakerroksensa seinän molemmille puolille, jos seinäkitkakertoimina halusi käyttää eri arvoja aktiivi- ja passiivipuolilla.

MS Saarelmaan ei pystynyt syöttämään itse maanpaine kertoimia eikä sen laskelmissa näin ollen voinut käyttää Eurokoodin nomogrammien mukaisia arvoja maanpainelle.

Yhteistä laskentaohjelmille on, että osavarmuuslukujen soveltaminen vaatii laskentaohjelmien tulosten käsittelyä käsin tai esimerkiksi taulukkolaskentaohjelmalla. Ohjelmista ei myöskään näin ollen saada osavarmuuslukuja sisältäviä kuvaajia.

Kehitysehdotuksia

Laskentaohjelmalla mitoittamisesta Eurokoodin mukaan voitaisiin tehdä käyttäjäystävällisempää kehittämällä ohjelmaa siten, että ohjelma laskisi kerralla pysyvien kuormien vaikutukset ja muuttuvien kuormien vaikutukset erikseen. Lisäksi ohjelmassa voisi olla toiminto, jolla osavarmuuskertoimia voitaisiin soveltaa kuormien vaikutuksiin ja saataisiin ohjelmasta osavarmuudet sisältäviä kuvaajia. Tässä yhteydessä ohjelma voisi laskea myös kuormituskaavan 6.10a vaikutukset soveltamalla kuormituskaavan omaa osavarmuuslukua.

Eurokoodin ja PRO 2004 mukaisten mitoitus tulosten erot

Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisten mitoitus tulosten erot ominaisarvoilla laskettaessa ovat hyvin pieniä. Tämä oli odotettavaa, sillä lähtötietojen erot ovat vähäiset. Vähäiset erot aiheutuivat erisuurista maanpaine kertoimista ja passiivipuolen seinäkitkakertoimista sekä koheesiomaan erisuurista upotussyvyyksistä. Nämä aiheuttavat hyvin pienen eron seinän taivutusmomentteihin ja ankkurin tukivoimiin. Myös erot siirtymissä ovat pienet.

Muuttuvien ja pysyvien kuormien vaikutukset

Ohjelmat painottavat eri tavalla pysyviä ja muuttuvia kuormia. Ominaisarvoilla laskettaessa ohjelmilla voidaan saada kokonaiskuormilla samansuuruisia kuormien vaikutuksia. Mutta kun kuormien vaikutukset jaetaan erikseen pysyvien ja muuttuvien kuormien vaikutuksiin, eivät ohjelmien tulokset enää yhdy.

Ohjelmien laskemien kuormien vaikutusten jakautumisella pysyvien ja muuttuvien kuormien aikaansaamiin vaikutuksiin on merkitystä. Pysyvien ja muuttuvien kuormien vaikutusten suhteella on merkitystä Eurokoodin mukaisessa mitoituksessa, kun osavarmuuslukuja sovelletaan. Muuttuvan rautatiekuorman osavarmuusluku on pysyvien kuormien osavarmuuslukua suurempi (ks. taulukko 40). Tällöin se laskentaohjelma, joka antaa verrattain suuret pysyvien kuormien vaikutukset ja pienet muuttuvan kuorman vaikutukset, antaa pienemmät mitoitusarvot kuin sellainen laskentaohjelma, joka painottaa kuormia toisin päin.

Tämän työn laskentatapausten perusteella tehtiin havainto, että GeoCalc painottaa pysyviä kuormia enemmän kuin kaksi muuta ohjelmaa. Vastaavasti GeoCalcissa muuttuva junakuorma saa pienemmän painoarvon kuorman vaikutuksissa kuin kahdessa muussa laskentaohjelmassa. Tämä johtaa siihen, että GeoCalcilla päädytään

pienempiin mitoitusarvoihin kuin kahdella muulla ohjelmalla, jos ominaisarvoilla on saatu suurin piirtein yhtä suuret vaikutukset.

Laskentaohjelmien tulosten erot

Eri laskentaohjelmien tulokset olivat kohtalaisen samansuuruisia. Erityisesti huomattavaa kuitenkin oli, että Saarelna laski kaikissa tapauksissa pienemmät siirtymät ja suuremmat rasitukset kuin kaksi muuta ohjelmaa. Saarelnan malli on tulkittavissa jäykemmäksi.

Suurimmat erot ohjelmien välillä olivat tukivoiman suuruuksissa. Suurimmillaan tukivoimien erot olivat koheesiomaassa. Tällöin tukivoima oli MS Saarelnalla jopa 1,8-kertainen Plaxiksen tukivoimaan verrattuna. Taivutusmomentit olivat hyvin samansuuruisia kaikilla kolmella ohjelmalla. Seinän siirtymissä oli ohjelmien välillä eroja. GeoCalcilla ja Plaxiksella saatiin hyvin samansuuruisia maksimisiirtymiä. MS Saarelnan maksimisiirtymät olivat noin 18 % pienempiä kuin GeoCalcin ja Plaxiksen maksimisiirtymät. Lisäksi seinän yläpään siirtymissä oli eroja. Plaxis laski seinän yläpään siirtymät suuremmiksi kuin kaksi muuta ohjelmaa.

Jokainen ohjelma suorittaa laskennan oman laskentamenetelmänsä mukaan. Näiden laskentamenetelmien lisäksi ohjelmien tuloksiin eroa aiheutti käytettävä malli ja sen parametrit. GeoCalcissa ja MS Saarelnassa käytettiin siirtymäperusteista mallia, kun taas Plaxiksessa käytettiin kimmoplastista mallia. Näihin syötettiin eri parametreja.

Vaikka sekä GeoCalcissa että MS Saarelnassa käytettiin siirtymäperusteista mallia, niiden tulokset erosivat. Yksi syy on ainakin näiden ohjelmien erossa laskea lepopaine. MS Saarelna laskee lepopaineen kaivannon puolella alkuperäisen maanpinnan mukaan (Vianova 2011). GeoCalc laskee sen puolestaan joka kaivutasossa sen hetkisen maanpinnan mukaan (Vianova 2011).

Kaikki kolme laskentaohjelmaa vaikuttavat käyttökelpoisilta ja soveltuvat tukiseinien mitoittamiseen.

Mobilisaatioaste-, liukupintalaskenta- ja momenttitasapainomenetelmien soveltuvuus upotussyvyyden määrittämiseen

Mobilisaatioastemenetelmä ei toiminut ongelmitta riittävän upotussyvyyden laskemisessa jousimalleilla. Se saattaa toimia joillain parametrivalinnoilla oikein, mutta siihen ei voi tämän työn perusteella luottaa. Joillain parametrivalinnoilla riittävää upotussyvyyttä ei saavutettu, vaikka upotussyvyyttä kasvatettiin hyvinkin paljon. Mobilisaatioaste saattoi olla jo hyvin korkea ennen kuin kaivua oli edes aloitettu.

Tämän työn laskentatapauksissa kohdattujen ongelmien perusteella mobilisaatioastemenetelmää ei suositella käytettäväksi ainoana riittävän upotussyvyyden määrittämis menetelmänä. Tämän seurauksena mobilisaatioastemenetelmää riittävän upotussyvyyden selvittämiseksi ei laitettu Liikenneviraston (2010a) soveltamisohjeeseen.

Liukupintalaskenta näyttää soveltuvan riittävän upotussyvyyden määrittämiseen. Vaikka liukupintalaskennan antamat riittävien upotussyvyyksien arvot eivät ole täysin yhteneviä mobilisaatioasteen avulla laskettuihin, ovat liukupintalaskelman antamat upotussyvyydet kuitenkin riittäviä. Erityisen rohkaisevaa on, että liukupintalaskelma

on vapaa niistä rajoituksista ja ongelmista, joita mobilisaatioastemenetelmän käyttö aiheutti.

Liukupintalaskentamenetelmän lisäksi momenttitasapainomenetelmä soveltuu hyvin riittävän upotussyvyyden määrittämiseen. Koheesiomaan laskentatapauksella liukupintalaskenta- ja momenttitasapainomenetelmät antoivat lähes saman upotussyvyyden.

Yhteenveto

Ominaisarvoilla laskettaessa Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 väliset tulokset ovat hyvin lähellä toisiaan. Eri laskentaohjelmien tuloksissa sen sijaan on eroavaisuuksia, mutta erot ovat maltillisia. Ainoastaan tukivoiman suuruuksien eroja voidaan pitää huomattavina. Kaikki kolme laskentaohjelmaa ovat käyttökelpoisia ja soveltuvat käytettäväksi tukiseinien mitoittamisessa.

Lähdeluettelo

Avellan, K. & Tornivaara-Ruikka, R. 1990. 15.luku Maanpaine. Teoksessa: vast. toim. Mäkelä, H. RIL 157-2 Geomekaniikka 2. Rakennusinsinööriliitto RIL ry. Helsinki

Bond, A. & Harris, A. 2008. Decoding Eurocode 7. Taylor&Francis. Lontoo. ISBN 0-203-93772-4.

Brinkgreve R, Swolfs W, Engin E. (2010). Plaxis 2D. Plaxis bv. Alankomaat. ISBN-13: 978-90-76016-08-5

De Paoli B, Mascardi C, Stella C. 1989. Construction and quality control of a 100 deep diaphragm wall. Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, 13-18 August 1989. Publications Committee of XII ICSMFE. Luettu julkaisusta: Hakulinen, M. 2003. Teräs pohja- ja maarakentamisessa. [Viitattu 15.09.2010]. Saatavissa: www.terasrakenneyhdistys.fi

Frank, R. & Bauduin, C. & Driscoll, R. & Kavvas, M. & Krebs Ovesen, N. Orr, T. Schuppener, B. 2004. Designers' guide to EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnical Design – General rules. Thomas Telford Publishing, Lontoo. ISBN: 0 7277 3154 8.

Gustavsson, H. 2008. Vertailulaskelmat SFS-EN 1997-1:n kansallisen liitteen laatimista varten. Teknillinen Korkeakoulu. Pohjarakennus ja maamekaniikka. [Viitattu 31.01.2011]. Saatavissa: <http://www.eurocodes.fi/1997/paasivu1997/sahkoinen1997/EC%207-1%20VERTAILULASKELMAT-1.pdf>

Korhonen, O. & Fischer, K. & Niemi, O. & Timonen, E. 1986. 17. luku Kaivannot. Teoksessa: vast. toim. Vähäaho, I. RIL 166 Pohjarakenteet. Rakennusinsinööriliitto RIL ry. Helsinki.

Laatunen, K. 2001. Työnaikaisten ratakaivantojen tukeminen. Diplomityö. Tampereen Teknillinen Yliopisto. Tampere. 106 s.

LVM. 2010. Liikenne- ja viestintäministeriö. Kansallinen liite. SFS-EN 1997-1. Geotekninen suunnittelu. Yleiset säännöt.: Soveltaminen infrarakenteisiin. [Viitattu 31.01.2011]. Saatavissa: http://alk.tiehallinto.fi/sillat/eurocode/Finnish_na-en1997-1_%28LVM%29.pdf

Liikennevirasto. 2010a. Eurokoodin soveltamisohje. Geotekninen suunnittelu – NCCI 7. Siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeet. [Viitattu 11.02.2011]. Saatavissa: http://portal.liikennevirasto.fi/portal/page/portal/fi/palvelut/tietopalvelut/liikenneviraston_ohjeita/lo_2010-32_ncci7_web.pdf

Liikennevirasto. 2010b. Eurooppalaisen standardisoinnin vaikutus suomalaiseen infrarakentamiseen. [Viitattu 22.02.2011]. Saatavissa: http://portal.liikennevirasto.fi/sivu/www/fi/uutiset/2010/56_2010/20100607_eurokoodit

Liikennevirasto luonnos. 2010. Eurokoodin soveltamisohje Geotekninen suunnittelu. Luonnosversio 27.10.2010.

Rantamäki M., Jääskeläinen R., Tamminne M. 1979. *Geotekniikka 464*. Otakustantamo. 293 s. ISBN 951-671-342-4.

RHK (2008). Ratahallintokeskus. Ratatekniset ohjeet (RATO) Osa 3: Radan rakenne. [Viitattu 25.01.2011]. Saatavissa: http://rhk-fi-bin.directo.fi/@Bin/cc91665c1ab3261c14cc5aefb9005b95/1284462625/application/pdf/2070438/RATO%203%202008_06%20web.pdf

RIL 121. 2004. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. RIL 121-2004 Pohjarakennusohjeet. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto ry. Helsinki. 137 s. ISBN 951-758-439-3.

RIL 181. 1989. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. RIL 181-1989 Rakennuskaivanto-ohje. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto ry. Helsinki. 120 s. ISBN 951-758-216-1.

RIL 194. 1992. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. RIL 194-1992 Putkikaivanto-ohje. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto ry. Helsinki. 96 s. ISBN 951-758-276-5.

RIL 207. 2009. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. RIL 207-2009 Geotekninen suunnittelu. Eurokoodin EN 1997-1 suunnitteluohje. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto ry. Helsinki. 244 s. ISBN 978-951-758-505-7

SFS. 2010. Suomen Standardisoimisliitto SFS ry. Eurokoodit EN-standardit 2010. Eurokoodiesite. [Viitattu 31.01.2011] Saatavissa: <http://www.sfs.fi/files/sfseurokoodiesite.pdf>

Tran, A. 2008. Tukiseinärakenteiden mitoittaminen rataympäristössä. Diplomityö. Teknillinen Korkeakoulu. Espoo. 111 s.

Tuki-900105. Kimmoisesti tuettu tukiseinä. MS Saarelma- laskentaohjelman ohje.

Vepsäläinen, P. 2009. Eurokoodi 1997 ja sen soveltaminen Suomessa: Tukiseinät, tukimuurit ja noste. Eurokoodi-kurssin luentomoniste 29.10.2009.

Vepsäläinen, P. 2010a. Rak-50.3125. Maamekaniikan erikoiskurssi. Luentomoniste. Luento 8. Aalto Yliopisto. Insinööritieteiden korkeakoulu. Yhdyskunta- ja ympäristötekniikka.

Vepsäläinen, P. 2010b. Yhdyskunnan geotekniikka- kurssi. Luentomoniste. Luento 6. 30.09.2010. Aalto Yliopisto. Insinööritieteiden korkeakoulu. Yhdyskunta- ja ympäristötekniikka.

Vianova. 2010. Novapoint GeoCalc Supported Excavation Theory. Versio 2.1. 03.09.2010. Vianova Systems Finland Oy. [Viitattu 06.10.2010]. <http://docs.vianova.fi/GeoCalc/2.1.1/index.html>

Vianova. 2011. Novapoint GeoCalc Tukiseinäkoulutus. Espoo. 20.01.2011. Koulutuksen pitäjä Tim Länsivaara. Vianova Systems Finland Oy.

Ympäristöministeriö. 2003. B3. Suomen Rakentamismääräyskokoelma. Pohjarakenteet. Määräykset ja ohjeet 2004. Ympäristöministeriön asetus pohjarakenteista. [Viitattu 2.2.2011]. Saatavissa: <http://www.edilex.fi/data/rakentamismaaraykset/b3.pdf>

Lineaarisen tasoitusmenetelmän käyttö

Esimerkki lineaarisen tasoitusmenetelmän käytöstä dynaamisen vedenpaineen ja vedenpaine-eron laskennassa. (Vepsäläinen 2009)

Esimerkki: Homogeeninen hiekka

$H = 4 \text{ m}$, $h_w = 3 \text{ m}$, $D = 3 \text{ m}$, $\gamma_{\text{tot}} = 18 \text{ kN/m}^3$ (vedenpinnan yläpuolella), $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3$ (vedellä kyllästynyt), $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ (veden tilavuuspaino).

Vedenpaineet (kuva 20):

- staattinen vedenpaine (väli 4-6): $u_{\text{stat}}(4) = \gamma_w (h_w + D) = 60 \text{ kPa}$
- staattinen vedenpaine (väli 6-7): $u_{\text{stat}}(7) = \gamma_w D = 30 \text{ kPa}$
- staattinen vedenpaine-ero (piste 6): $\Delta u_{\text{stat}}(6) = 30 \text{ kPa}$

Staattinen vedenpaine-ero tasoitetaan lineaarisesti matkalla $h_w + 2D$.

Aktiivipuolella dynaaminen vedenpaine pienenee lineaarisesti staattiseen vedenpaineeseen verrattuna (piste 5) matkalla $h_w + D$.

$$\text{Väli 5-6: } u_{\text{dyn}}(6) = u_{\text{stat}}(4) - \Delta u_{\text{stat}}(6) \frac{h_w + D}{h_w + 2D} = 60 - 30 \frac{3+3}{3+6} = 40 \text{ kPa}$$

$$\text{Väli 2-3: } u_{\text{dyn}}(3) = 20 \text{ kPa}$$

$$\text{Väli 6-8: } u_{\text{dyn}}(6) = 40 \text{ kPa}$$

$$\text{Piste 6: Dynaaminen vedenpaine-ero } \Delta u_{\text{dyn}}(6) = 0 \text{ kPa}$$

Tehokkaat pystyjännitykset σ'_{dyn} jatkuvassa suotovirtaustilassa:

Aktiivipuoli:

Pystyjännitykset σ_{tot} kokonaistilavuuspainoilla:

$$\text{Piste 1: } \sigma_{\text{tot}}(1) = \gamma_{\text{tot}} (H - h_w) = 18 \text{ kPa}$$

$$\text{Piste 3: } \sigma_{\text{tot}}(3) = \sigma_{\text{tot}}(1) + \gamma_{\text{sat}} h_w = 18 + 20 \times 3 = 78 \text{ kPa}$$

$$\text{Piste 6: } \sigma_{\text{tot}}(6) = \sigma_{\text{tot}}(3) + \gamma_{\text{sat}} D = 78 + 20 \times 3 = 138 \text{ kPa}$$

Tehokkaat pystyjännitykset σ'_{dyn} jatkuvassa suotovirtaustilassa:

$$\text{Piste 3: } \sigma'_{\text{dyn}}(3) = \sigma_{\text{tot}}(3) - u_{\text{dyn}}(3) = 78 - 20 = 58 \text{ kPa}$$

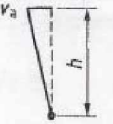
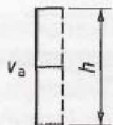

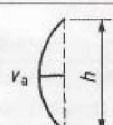
$$\text{Piste 6: } \sigma'_{\text{dyn}}(6) = \sigma_{\text{tot}}(6) - u_{\text{dyn}}(6) = 138 - 40 = 98 \text{ kPa}$$

Passiivipuoli:

$$\text{Piste 6: } \sigma_{\text{tot}}(6) = \gamma_{\text{sat}} D = 20 \times 3 = 60 \text{ kPa}$$

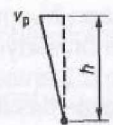
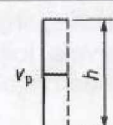
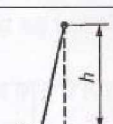
$$\sigma'_{\text{dyn}}(6) = \sigma_{\text{tot}}(6) - u_{\text{dyn}}(6) = 60 - 40 = 20 \text{ kPa}$$

Täysien maanpaineiden vaatimat siirtymät Eurokoodin mukaan

Seinän siirtymän tyyppi	v_a/h löyhä maa %	v_a/h tiivis maa %
a) 	0,4 ... 0,5	0,1 ... 0,2
b) 	0,2	0,05 ... 0,1
c) 	0,8 ... 1,0	0,2 ... 0,5
d) 	0,4 ... 0,5	0,1 ... 0,2

v_a aktiivisen maanpaineen mobilisoiva seinän siirtymä
 h seinän korkeus

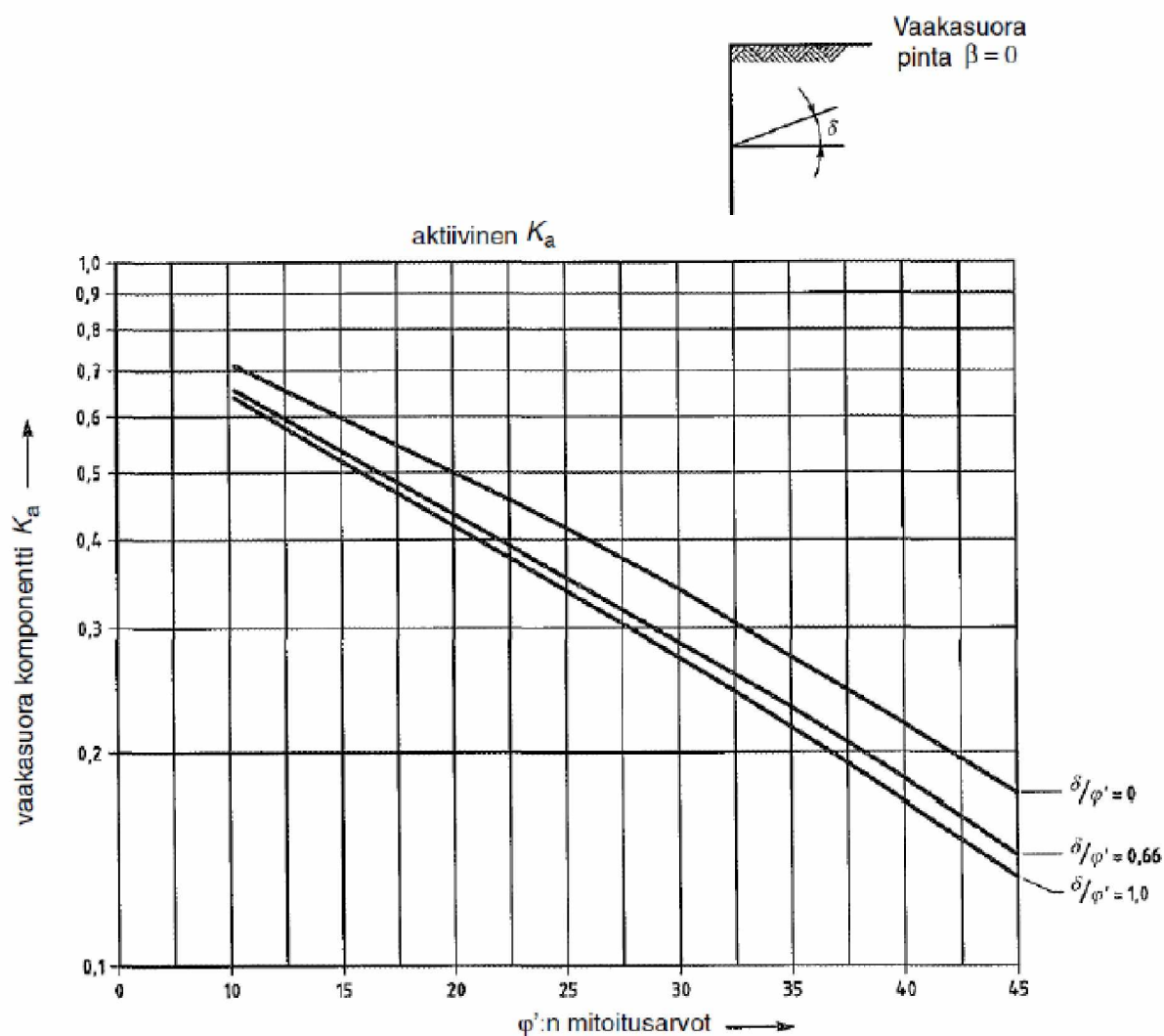
Kuva 1. Aktiivisen maanpaineen vaatima siirtymä Eurokoodin mukaan. (RIL 207 2009)

Seinän siirtymän tyyppi	v_p/h (v/h 0,5 σ_p) löyhä maa %	v_p/h (v/h 0,5 σ_p) tiivis maa %
a) 	7 (1,5) ... 25 (4,0)	5 (1,1) ... 10 (2,0)
b) 	5 (0,9) ... 10 (1,5)	3 (0,5) ... 6 (1,0)
c) 	6 (1,0) ... 15 (1,5)	5 (0,5) ... 6 (1,3)

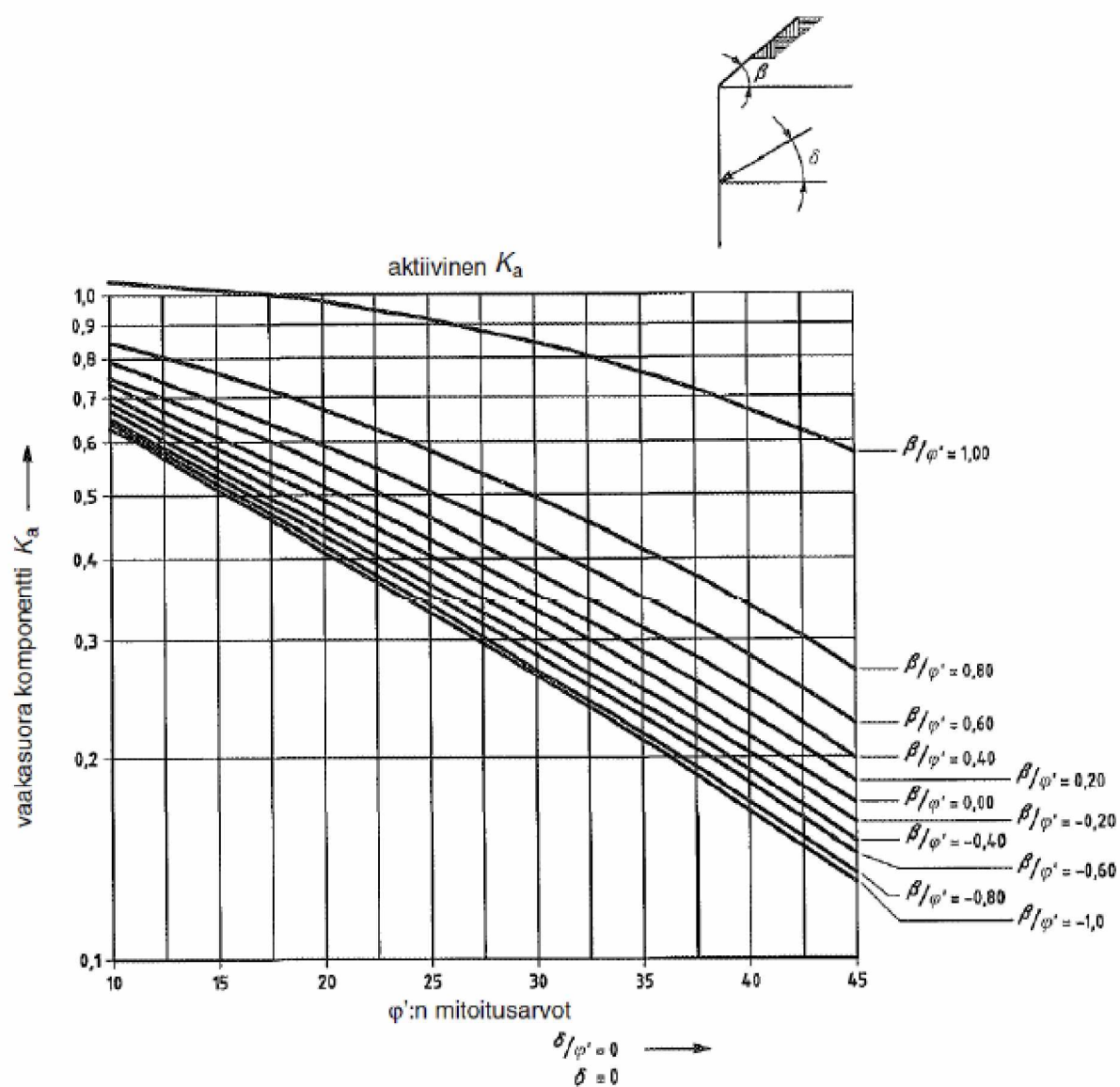
v seinän siirtymä
 v_p tehokkaan passiivisen maanpaineen mobilisoiva seinän siirtymä
 h seinän korkeus
 σ_p täysin mobilisoitu passiivinen maanpaine

Kuva 2. Passiivisen maanpaineen vaatima siirtymä Eurokoodin mukaan. (RIL 207 2009)

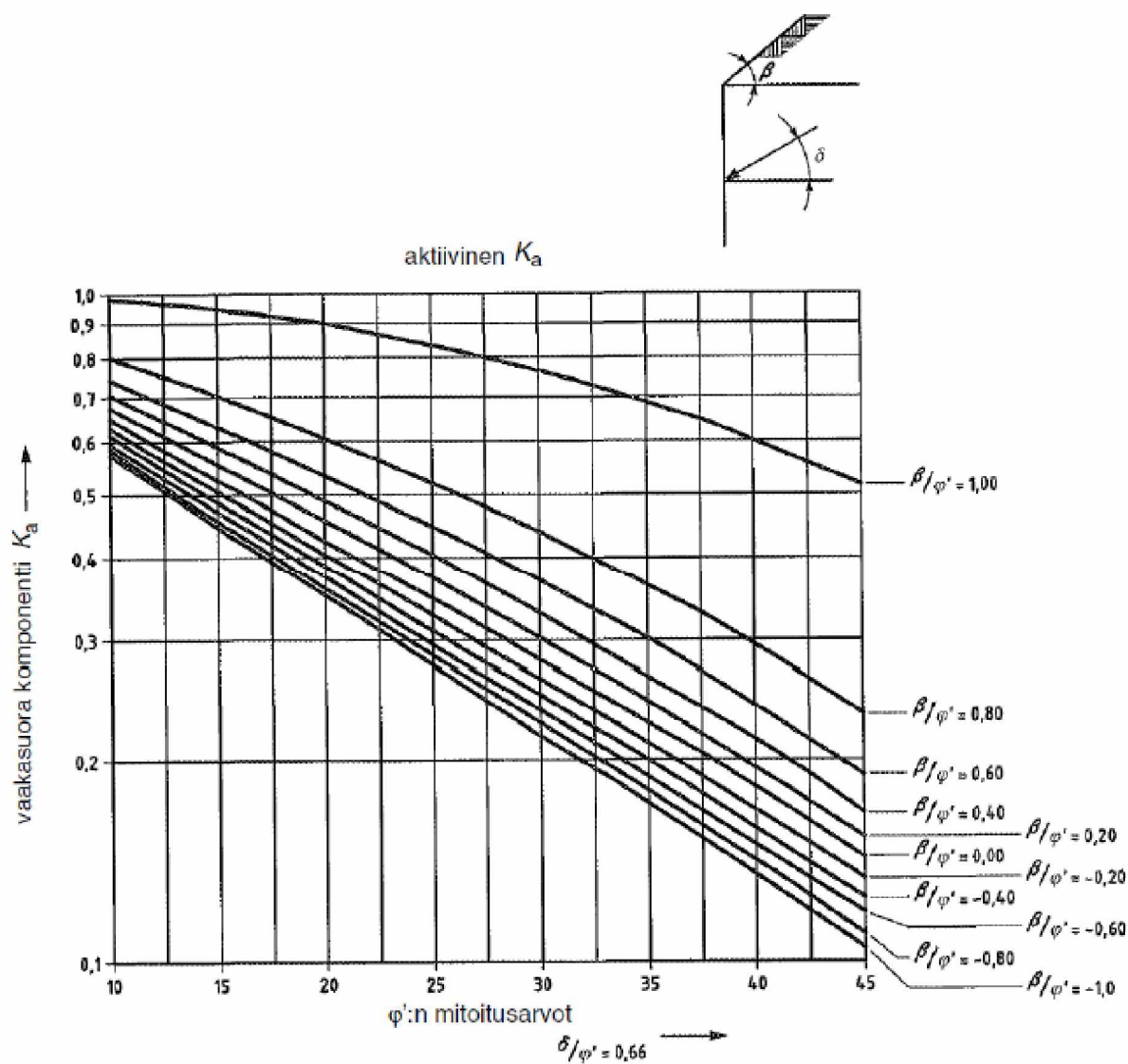
Nomogrammit aktiivisten maanpaine kerrointen määrittämiseen



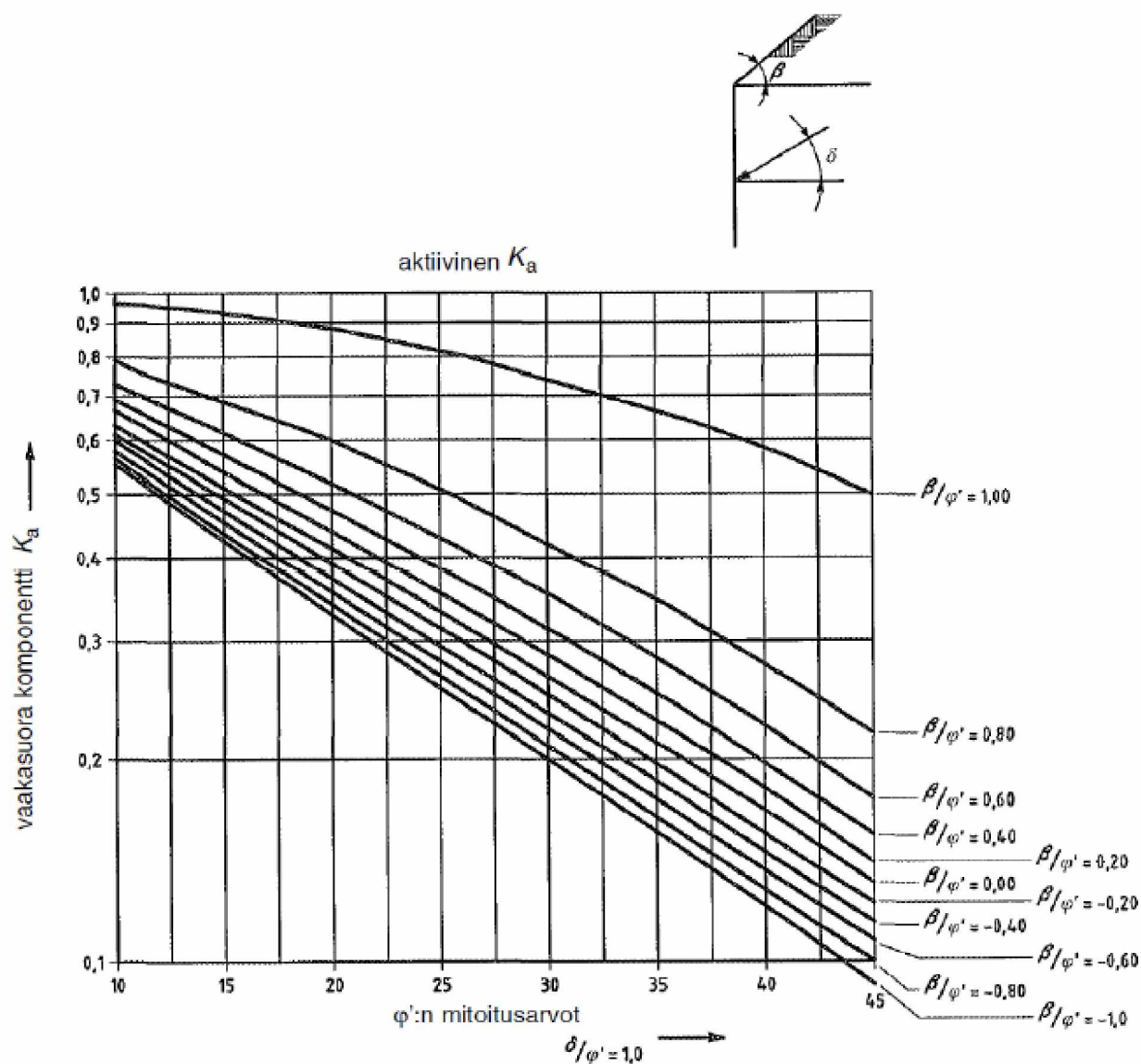
Kuva 1. Nomogrammi aktiivisen maanpaine kertoimen määrittämiseen. (RIL 207 2009)



Kuva 2. Nomogrammi aktiivisen maanpainekertoimen määrittämiseen. (RIL 207 2009)

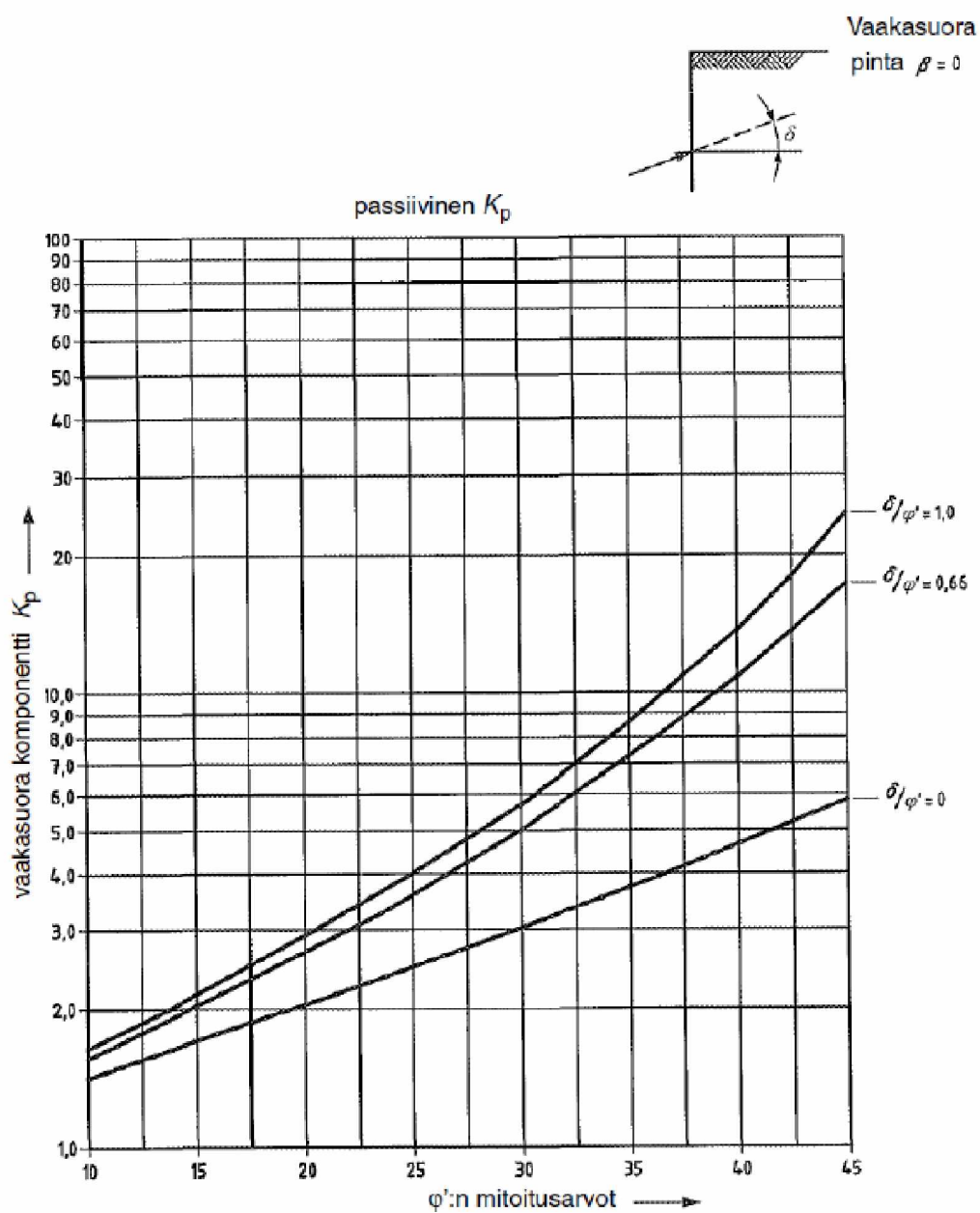


Kuva 3. Nomogrammi aktiivisen maanpaine kertoimen määrittämiseen. (RIL 207 2009)

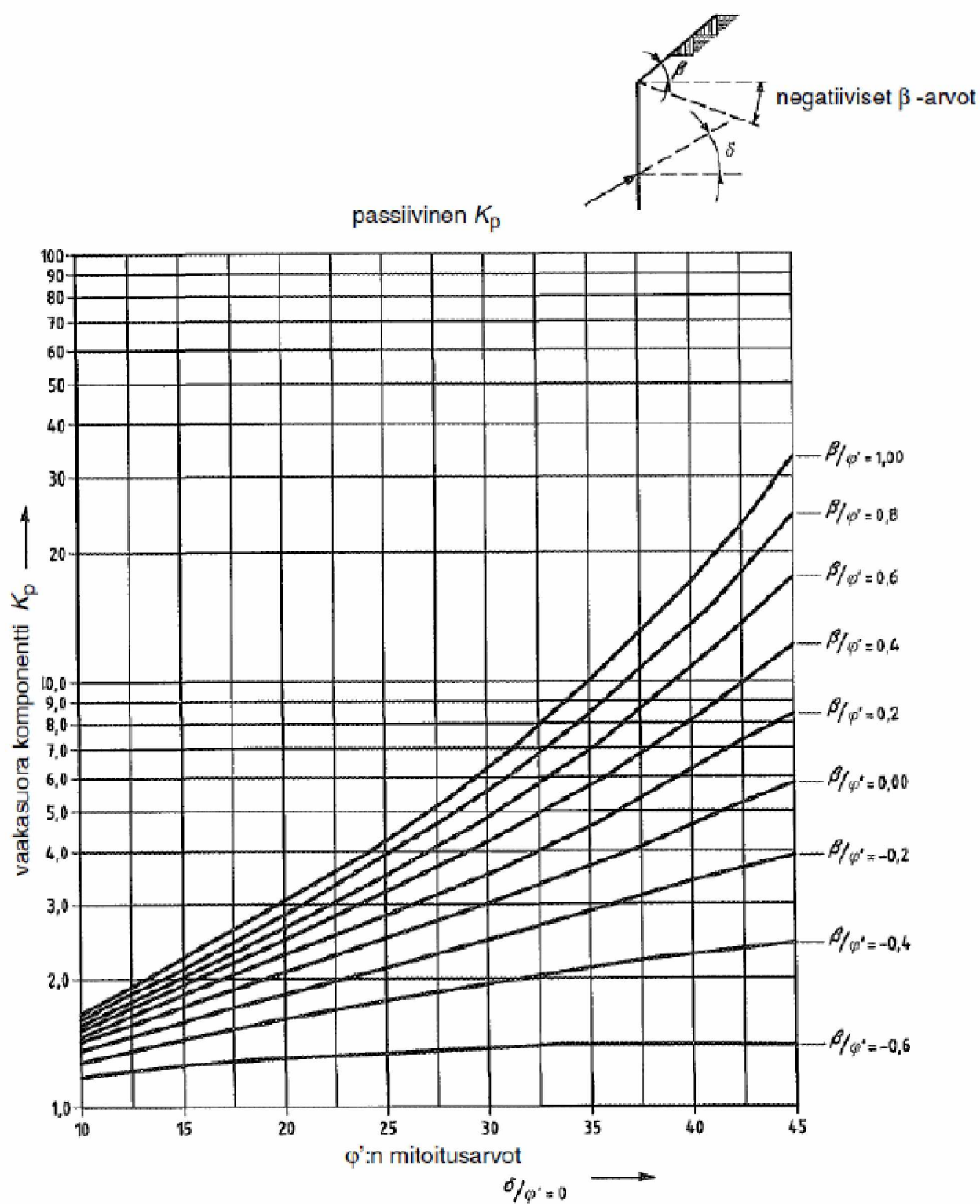


Kuva 4. Nomogrammi aktiivisen maanpaine kertoimen määrittämiseen. (RIL 207 2009)

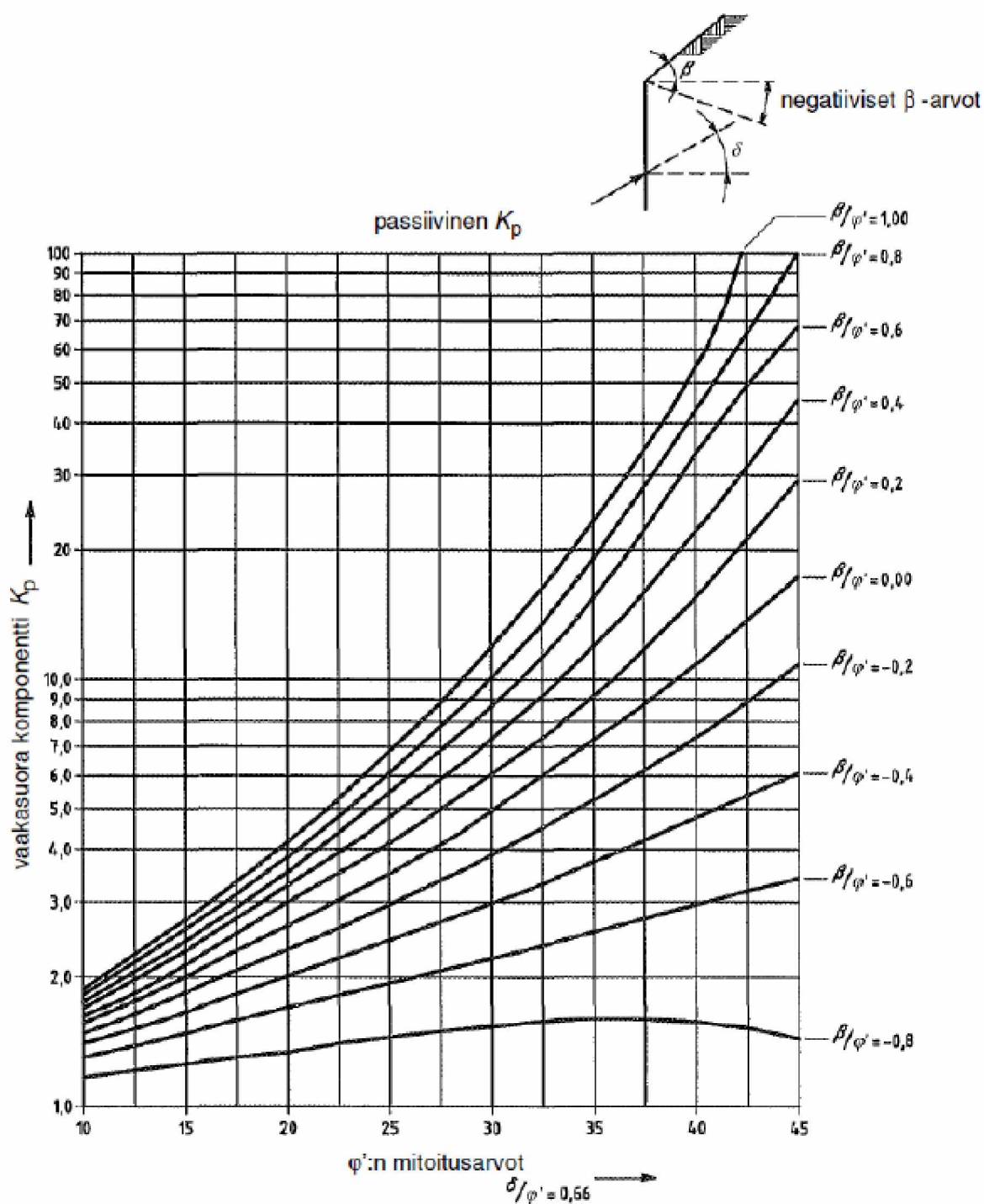
Nomogrammit passiivisten maanpainekerrointen määrittämiseen



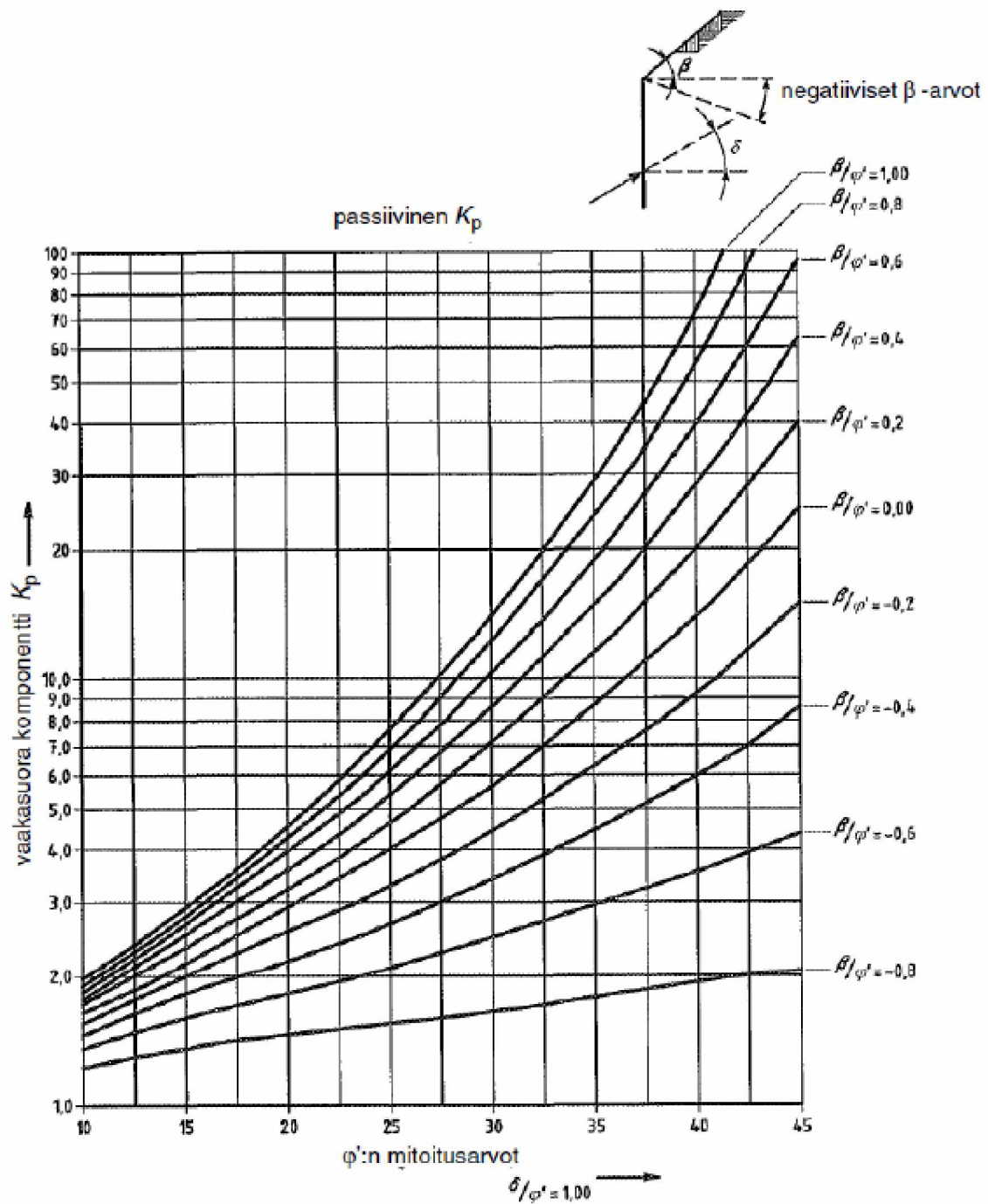
Kuva 1. Nomogrammi passiivisen maanpaine kertoimen määrittämiseen. (RIL 207 2009)



Kuva 2. Nomogrammi passiivisen maanpaine kertoimen määrittämiseen. (RIL 207 2009)

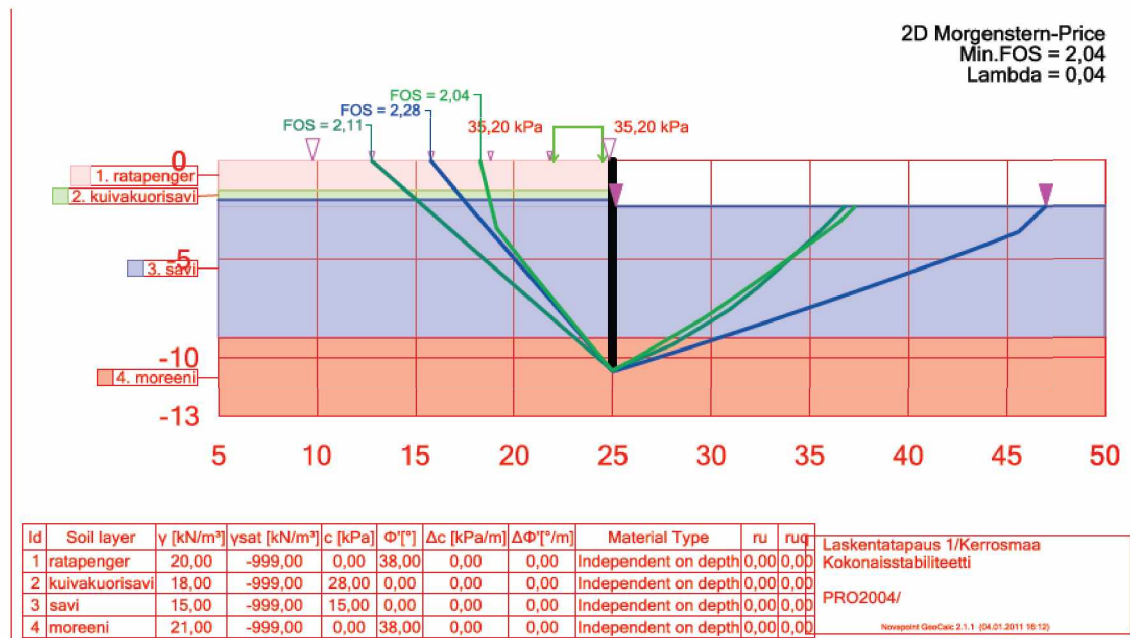


Kuva 3. Nomogrammi passiivisen maanpaine kertoimen määrittämiseen. (RIL 207 2009)



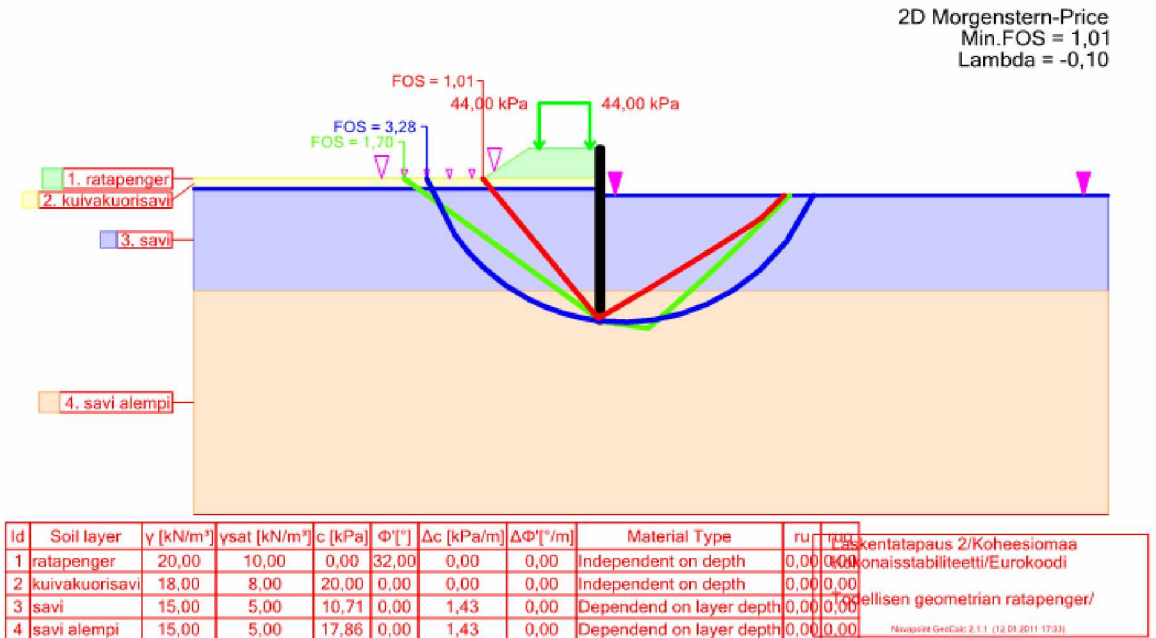
Kuva 4. Nomogrammi passiivisen maanpaine kertoimen määrittämiseen. (RIL 207 2009)

Liukupintalaskelma kerroksellisessa maassa PRO 2004

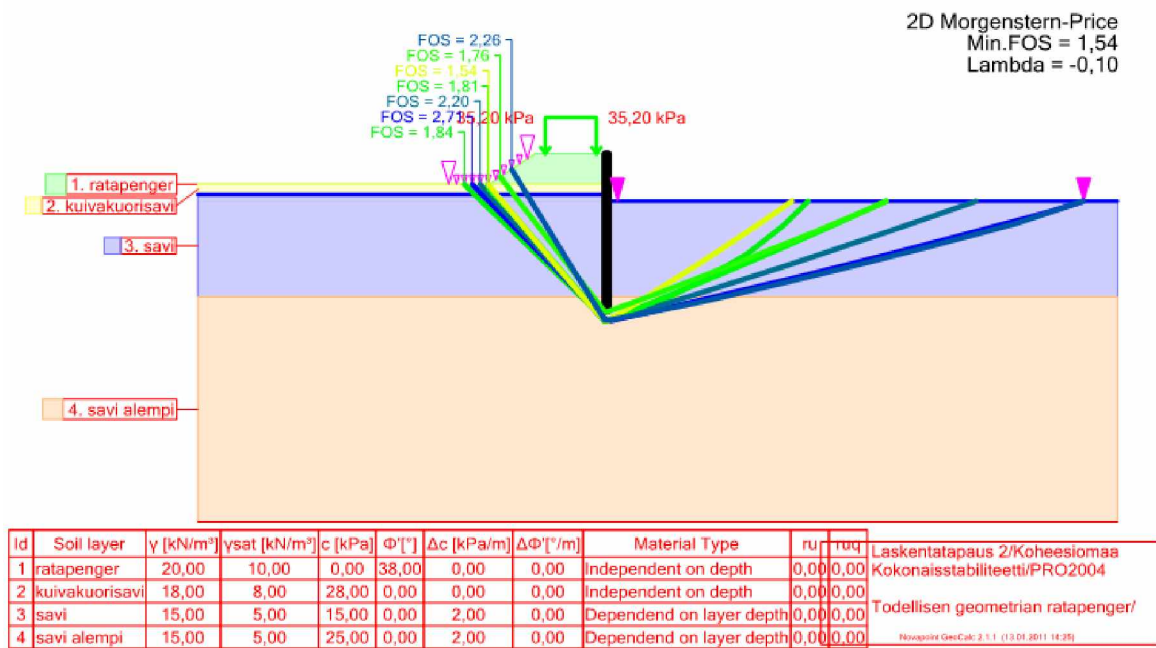


Kuva 1. Liukupintalaskelma Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaan kerroksellisessa maassa.

Liukupintalaskelmat koheesiomaassa



Kuva 1. Liukupintalaskelma Eurokoodin mukaan koheesiomaassa.



Kuva 2. Liukupintalaskelma Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaan koheesiomaassa.

GeoCalc-laskelmien lähtötiedot kerroksellisessa maassa

Laskentatapaus 1 kerroksellinen maa Eurokoodi GeoCalc

Lähtötiedot	GeoCalc	Mitoitus	Eurokoodi					
	h [m]	γ [kN/m ³]	Φ [°]	c [kPa]	Δc [kPa/m]	K_0 Model	K_0	Mater.Mod
Ratapenger	1,5	20	38	0	0	Jaky	0,38	DCM
Kuivakuorisavi	0,5	18	0	28	0	Jaky	1	DCM
Savi	7	15	0	15	0	Jaky	1	DCM
Moreeni	4	21	38	0	0	Jaky	0,38	DCM

	Earth Pres. Model	K_a	K_p	d/ud	δ_{ya}	δ_{yp}	ξ_{50a}	ξ_{50p}
Ratapenger	User-defined	0,2	9	Drained	0,0005	0,002	0,25	0,25
Kuivakuorisavi	User-defined	1	1	Undrained	0,01	0,02	0,25	0,25
Savi	User-defined	1	1	Undrained	0,02	0,04	0,25	0,25
Moreeni	User-defined	0,2	9	Drained	0,0005	0,002	0,25	0,25

Wall type	Sheetpile
Name	Larssen 604
Manufacturer	Larssen
Cross Section Area [m ²]	0,0158
Calculation Width [m]	1
Inertia Modulus [m ⁴]	0,0003071
Section Modulus [m ³]	0,00162
Elastic Modulus [kPa]	210000000
Flexural Stiffness [kNm ²]	64491
Axial Stiffness [kNm ² /m ²]	3318000

Ankkuri

Ankkurin pinta-ala A [mm ²]	1257
Ankkurin mitta L[m]	6
Ankkurin kulma α [°]	0
Asennussyvyys h [m]	1
Esijännitysvoima F[kN]	0
Kimmomoduli [kPa]	210000000
Työvara ankkuritason alap [m]	0,15
Vaakajako [m]	1

Junakuorma

Etäisyys tukiseinästä A [m]	0,5
Voiman vaikutusalueen leveys B [m]	2,5
L [m]	1
φ [°]	38
Kuorma Q [kN/m, kun t=1]	215
s[m]	0
Kuormatyyppi t	1
Kuorman aktivoitumissyvyys	1,31

Seinän upotussyvyys maanpinnalta	10,6
Seinän mitta maanpinnan yläpuolella	0,2
Pontin alapään jousen jäykkyys pystysuunnassa	100
Pontin alapään jousen jäykkyys vaakasuunnassa	10000
Kaivannon syvyys	2,32
Maanpinnan kaltevuus taustan puolella	0
Seinäkitkan kerroin aktiivipaineella	0,67
Seinäkitkan kerroin passiivipaineella	0,67

Pohjavedenpinnan syvyys seinän takana	2
Pohjavedenpinnan syvyys kaivannon puolella	2,32
Palkkielementtiä/m	5
Siirtymien iterointitarkkuus [mm]	0,01
Iterointien maksimimäärä/kierros	100

Laskentatapaus 1 kerroksellinen maa Pohjarakennusohjeet 2004 GeoCalc

Lähtötiedot	GeoCalc	Mitoitus	PRO 2004					
	h [m]	γ [kN/m ³]	Φ [°]	c [kPa]	Δc [kPa/m]	K_0 Model	K_0	Mater.Mod
Ratapenger	1,5	20	38	0	0	Jaky	0,38	DCM
Kuivakuorisavi	0,5	18	0	28	0	Jaky	1	DCM
Savi	7	15	0	15	0	Jaky	1	DCM
Moreeni	4	21	38	0	0	Jaky	0,38	DCM

	Earth Pres. Model	K_a	K_p	d/ud	δ_{ya}	δ_{yp}	ξ_{50a}	ξ_{50p}
Ratapenger	Coulomb	0,22	9,64	Drained	0,0005	0,002	0,25	0,25
Kuivakuorisavi	Coulomb	1	1	Undrained	0,01	0,02	0,25	0,25
Savi	Coulomb	1	1	Undrained	0,02	0,04	0,25	0,25
Moreeni	Coulomb	0,22	9,64	Drained	0,0005	0,002	0,25	0,25

Wall type	Sheetpile
Name	Larssen 604
Manufacturer	Larssen
Cross Section Area [m ²]	0,0158
Calculation Width [m]	1
Inertia Modulus [m ⁴]	0,0003071
Section Modulus [m ³]	0,00162
Elastic Modulus [kPa]	210000000
Flexural Stiffness [kNm ²]	64491
Axial Stiffness [kNm ² /m ²]	3318000

Ankkuri

Ankkurin pinta-ala A [mm ²]	1257
Ankkurin mitta L[m]	6
Ankkurin kulma α [°]	0
Asennussyvyys h [m]	1
Esijännitysvoima F[kN]	0
Kimmomoduli [kPa]	210000000
Työvara ankkuritason alap [m]	0,15
Vaakajako [m]	1

Junakuorma

Etäisyys tukiseinästä A [m]	0,5
Voiman vaikutusalueen leveys B [m]	2,5
L [m]	1
Φ [°]	38
Kuorma Q [kN/m, kun t=1]	215
s[m]	0
Kuormatyyppi t	1
Kuorman aktivoitumissyvyys	1,31

Seinän upotussyvyys maanpinnalta	10,6
Seinän mitta maanpinnan yläpuolella	0,2
Pontin alap jousen jäykkyys pystysuunnassa	100
Pontin alap jousen jäykkyys vaakasuunnassa	10000
Kaivannon syvyys	2,32
Maanpinnan kaltevuus taustan puolella	0
Seinäkitkan kerroin aktiivipaineella	0,67
Seinäkitkan kerroin passiivipaineella	0,5

Pohjavedenpinnan syvyys seinän takana	2
Pohjavedenpinnan syvyys kaivannon puolella	2,32
Palkkielementtiä/m	5
Siirtymien iterointitarkkuus [mm]	0,01
Iterointien maksimimäärä/kierrös	100

GeoCalc-laskelmien lähtötiedot koheesiomaassa

Laskentatapaus 2 koheesiomaan Eurokoodi GeoCalc

Lähtötiedot	GeoCalc	Mitoitus	Eurokoodi					
	h [m]	γ [kN/m ³]	Φ [°]	c [kPa]	Δc [kPa/m]	K_0 Model	K_0	Mater. Mod
Ratapenger	1,5	20	38	0	0	Jaky	0,38	DCM
Kuivakuorisavi	0,5	18	0	28	0	Jaky	1	DCM
Savi ylempi	5	15	0	15	2	Jaky	1	DCM
Savi alempi	11	15	0	25	2	Jaky	1	DCM

	Earth Pres. Model	K_a	K_p	d/ud	δ_{ya}	δ_{yp}	ξ_{50a}	ξ_{50p}
Ratapenger	User-defined	0,2	9	Drained	0,0005	0,002	0,25	0,25
Kuivakuorisavi	User-defined	1	1	Undrained	0,01	0,02	0,25	0,25
Savi ylempi	User-defined	1	1	Undrained	0,02	0,04	0,25	0,25
Savi alempi	User-defined	1	1	Undrained	0,01	0,02	0,25	0,25

Wall type	Sheetpile
Name	Larssen 600
Manufacturer	Larssen
Cross Section Area [m ²]	0,012
Calculation Width [m]	1
Inertia Modulus [m ⁴]	0,0000384
Section Modulus [m ³]	0,00051
Elastic Modulus [kPa]	210000000
Flexural Stiffness [kNm ²]	8064
Axial Stiffness [kNm ² /m ²]	2520000

Ankkuri

Ankkurin pinta-ala A [mm ²]	1257
Ankkurin mitta L[m]	6
Ankkurin kulma α [°]	0
Asennussyvyys h [m]	1
Esijännitysvoima F[kN]	0
Kimmomoduli [kPa]	210000000
Työvara ankkuritason alap [m]	0,15
Vaakajako [m]	1

Junakuorma

Etäisyys tukiseinästä A [m]	0,5	Seinän upotussyvyys maanpinnalta	8,0
Voiman vaikutusalueen leveys B [m]	2,5	Seinän mitta maanpinnan yläpuolella	0,2
L [m]	1	Pontin alap jousen jäykkyys pystysuunnassa	100
ϕ [°]	38	Pontin alap jousen jäykkyys vaakasuunnassa	10000
Kuorma Q [kN/m, kun t=1]	215	Kaivannon syvyys	2,32
s[m]	0	Maanpinnan kaltevuus taustan puolella	0
Kuormatyyppi t	1	Seinäkitkan kerroin aktiivipuolella	0,67
Kuorman aktivoitumissyvyys	1,31	Seinäkitkan kerroin passiivipuolella	0,67

Pohjavedenpinnan syvyys seinän takana	2
Pohjavedenpinnan syvyys kaivannon puolella	2,32
Palkkielementtiä/m	5
Siirtymien iterointitarkkuus [mm]	0,01
Iterointien maksimimäärä/kierros	100

Laskentatapaus 2 koheesiomaan Pohjarakennusohjeet 2004 GeoCalc

Lähtötiedot	GeoCalc	Mitoitus	PRO 2004					
	h [m]	γ [kN/m ³]	Φ [°]	c [kPa]	Δc [kPa/m]	K_0 Model	K_0	Mater. Mod
Ratapenger	1,5	20	38	0	0	Jaky	0,38	DCM
Kuivakuorisavi	0,5	18	0	28	0	Jaky	1	DCM
Savi ylempi	5	15	0	15	2	Jaky	1	DCM
Savi alempi	11	15	0	25	2	Jaky	1	DCM

	Earth Pres. Model	K_a	K_p	d/ud	δ_{ya}	δ_{yp}	ξ_{50a}	ξ_{50p}
Ratapenger	Coulomb	0,22	9,64	Drained	0,0005	0,002	0,25	0,25
Kuivakuorisavi	Coulomb	1	1	Undrained	0,01	0,02	0,25	0,25
Savi ylempi	Coulomb	1	1	Undrained	0,02	0,04	0,25	0,25
Savi alempi	Coulomb	1	1	Undrained	0,01	0,02	0,25	0,25

Wall type	Sheetpile
Name	Larssen 600
Manufacturer	Larssen
Cross Section Area [m ²]	0,012
Calculation Width [m]	1
Inertia Modulus [m ⁴]	0,0000384
Section Modulus [m ³]	0,00051
Elastic Modulus [kPa]	210000000
Flexural Stiffness [kNm ²]	8064
Axial Stiffness [kNm ² /m ²]	2520000

Ankkuri

Ankkurin pinta-ala A [mm ²]	1257
Ankkurin mitta L[m]	6
Ankkurin kulma α [°]	0
Asennussyvyys h [m]	1
Esijännitysvoima F[kN]	0
Kimmomoduli [kPa]	210000000
Työvara ankkuritason alap [m]	0,15
Vaakajako [m]	1

Junakuorma

Etäisyys tukiseinästä A [m]	0,5
Voiman vaikutusalueen leveys B [m]	2,5
L [m]	1
ϕ [°]	38
Kuorma Q [kN/m, kun t=1]	215
s[m]	0
Kuormatyyppi t	1
Kuorman aktivoitumissyvyys	1,3

Seinän upotussyvyys maanpinnalta	7,7
Seinän mitta maanpinnan yläpuolella	0,2
Pontin alap jousen jäykkyys pystysuunnassa	100
Pontin alap jousen jäykkyys vaakasuunnassa	10000
Kaivannon syvyys	2,32
Maanpinnan kaltevuus taustan puolella	0
Seinäkitkan kerroin aktiivipuolella	0,67
Seinäkitkan kerroin passiivipuolella	0,5

Pohjavedenpinnan syvyys seinän takana	2
Pohjavedenpinnan syvyys kaivannon puolella	2,32
Palkkielelementtiä/m	5
Siirtymien iterointitarkkuus [mm]	0,01
Iterointien maksimimäärä/kierros	100

Plaxis-laskelmien lähtötiedot kerroksellisessa maassa

Laskentatapaus 1 kerroksellinen maa Eurokoodi Plaxis

Lähtötiedot	Plaxis	Mitoitus	Eurokoodi				
	$\gamma_{\text{unsat/sat}}$ [kN/m ³]	c_{ref} [kN/m ²]	c_{inc} [kN/m ² /m]	ϕ [°]	ψ [°]	E [kN/m ²]	E_{inc} [kN/m ² /m]
Ratapenger	20	1	0	38	8	40000	0
Kuivakuorisavi	18	28	0	0	0	8000	0
Savi	15	15	0	0	0	5000	0
Moreeni	21	0	0	38	8	80000	0

	u	k_x/k_y [m/pv]	R_{inter}	d/ud
Ratapenger	0,3	2	0,606	drained
Kuivakuorisavi	0,3	0,1	0,606	undrained
Savi	0,3	0,1	0,606	undrained
Moreeni	0,3	3	0,606	drained

Tukiseinä	Larssen 604
EA [kN/m]	3318000
EI [kNm ² /m]	64490
d [m]	0,4829
w [kN/m/m]	0,745
u	0

Ankkuri	Fixed-end anchor
pituus [m]	6
kulma [°]	180
EA [kN]	263900
L_{spacing} [m]	1

Junakuorma 86kN/m².

Mohr-Coulombin malli.

15-solmuinen kolmioelementti.

Laskentatapaus 1 kerroksellinen maa Pohjarakennusohjeet 2004 Plaxis

Lähtötiedot	Plaxis	Mitoitus	PRO 2004				
	$\gamma_{\text{unsat/sat}}$ [kN/m ³]	c_{ref} [kN/m ²]	c_{inc} [kN/m ² /m]	ϕ [°]	ψ [°]	E [kN/m ²]	E_{inc} [kN/m ² /m]
Ratapenger	20	1	0	38	8	40000	0
Kuivakuorisavi	18	28	0	0	0	8000	0
Savi	15	15	0	0	0	5000	0
Moreeni	21	0	0	38	8	80000	0

	u	k_x/k_y [m/pv]	R_{inter} aktiivipuoli	R_{inter} passiivi- puoli	d/ud
Ratapenger	0,3	2	0,606	0,4407	drained
Kuivakuorisavi	0,3	0,1	0,606	0,4407	undrained
Savi	0,3	0,1	0,606	0,4407	undrained
Moreeni	0,3	3	0,606	0,4407	drained

Tukiseinä	Larssen 604
EA [kN/m]	3318000
EI [kNm ² /m]	64490
d [m]	0,4829
w [kN/m/m]	0,745
u	0

Ankkuri	Fixed-end an- chor
pituus [m]	6
kulma [°]	180
EA [kN]	263900
L_{spacing} [m]	1

Junakuorma 86kN/m².

Mohr-Coulombin malli.

15-solmuinen kolmioelementti.

Plaxis-laskelmien lähtötiedot koheesiomaassa

Laskentatapaus 2 koheesiomaan Eurokoodi Plaxis

Lähtötiedot	Plaxis	Mitoitus	Eurokoodi				
	$\gamma_{\text{unsat/sat}}$ [kN/m ³]	c_{ref} [kN/m ²]	c_{inc} [kN/m ² /m]	ϕ [°]	ψ [°]	E [kN/m ²]	E_{inc} [kN/m ² /m]
Ratapenger	20	1	0	38	8	40000	0
Kuivakuorisavi	18	28	0	0	0	8000	0
Savi	15	15	2	0	0	5000	400
Savi alempi	15	25	2	0	0	7000	400

	u	k_x/k_y [m/pv]	R_{inter}	d/ud
Ratapenger	0,3	2	0,606	drained
Kuivakuorisavi	0,3	0,1	0,606	undrained
Savi	0,3	0,1	0,606	undrained
Savi alempi	0,3	0,1	0,606	undrained

Tukiseinä	Larssen 600
EA [kN/m]	2520000
EI [kNm ² /m]	8064
d [m]	0,196
w [kN/m/m]	0,564
u	0

Ankkuri	Fixed-end anchor
pituus [m]	6
kulma [°]	180
EA [kN]	263900
L_{spacing} [m]	1

Junakuorma 86kN/m².

Mohr-Coulombin malli.

15-solmuinen kolmioelementti.

Laskentatapaus 2 koheesiomaan Pohjarakennusohjeet 2004 Plaxis

Lähtötiedot	Plaxis	Mitoitus	PRO				
	$\gamma_{\text{unsat/sat}}$ [kN/m ³]	c_{ref} [kN/m ²]	c_{inc} [kN/m ² /m]	ϕ [°]	ψ [°]	E [kN/m ²]	E_{inc} [kN/m ² /m]
Ratapenger	20	1	0	38	8	40000	0
Kuivakuorisavi	18	28	0	0	0	8000	0
Savi	15	15	2	0	0	5000	400
Savi alempi	15	25	2	0	0	7000	400

	u	k_x/k_y [m/pv]	R_{inter} aktiivi- puoli	R_{inter} passiivi- puoli	d/ud
Ratapenger	0,3	2	0,606	0,4407	drained
Kuivakuorisavi	0,3	0,1	0,606	0,4407	undrained
Savi	0,3	0,1	0,606	0,4407	undrained
Savi alempi	0,3	0,1	0,606	0,4407	undrained

Tukiseinä	Larssen 600
EA [kN/m]	2520000
EI [kNm ² /m]	8064
d [m]	0,196
w [kN/m/m]	0,564
u	0

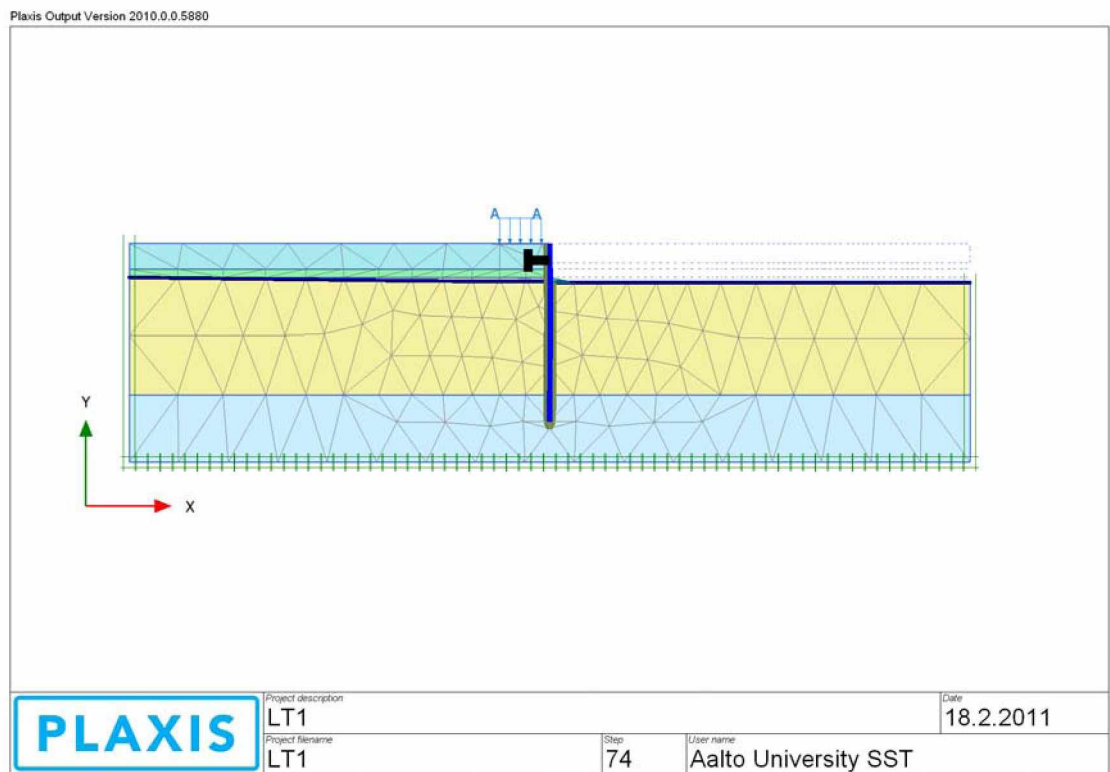
Ankkuri	Fixed-end an- chor
pituus [m]	6
kulma [°]	180
EA [kN]	263900
L_{spacing} [m]	1

Junakuorma 86kN/m².

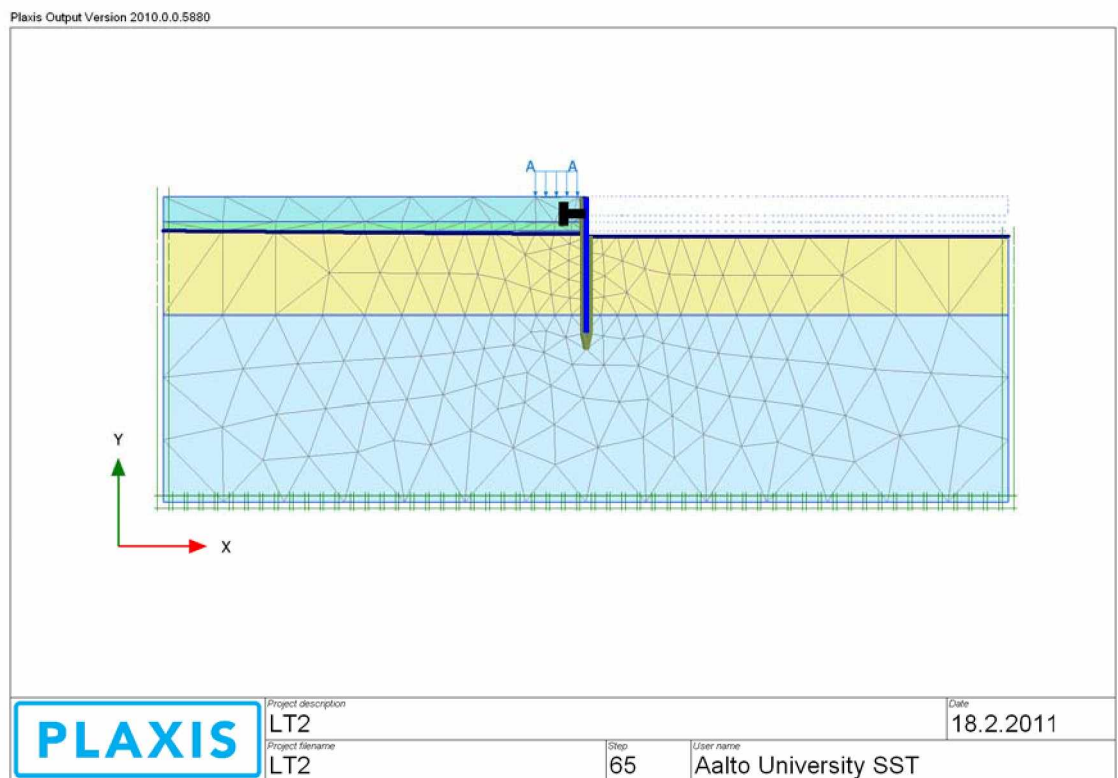
Mohr-Coulombin malli.

15-solmuinen kolmioelementti.

Plaxiksen laskentamallit



Kuva 1. Plaxiksen laskentamalli kerroksellisessa maasta.



Kuva 2. Plaxiksen laskentamalli koheesiomaasta.

MS Saarelma -laskelmien lähtötiedot kerroksellisessa maassa

Laskentatapaus 1 kerroksellinen maa Eurokoodi MS Saarelma

Lähtötiedot	MS Saarelma	Mitoitus	Eurokoodi				
	Yläpinnan	Tilavuus-	Tehokas	Kitka-		aktiivi	passiivi
	taso	paino	til.paino	kulma	koheesio	siirt.	siirt.
		[kN/m ³]	[kN/m ³]	[°]	[kN/m ²]	[%]	[%]
Ratapenger	0.00	20,00	10,00	38,00	0,00	0,05	0,20
Kuivakuorisavi	-1.50	18,00	8,00	0,00	28,00	1,00	2,00
Savi	-2.00	15,00	5,00	0,00	15,00	2,00	4,00
Moreeni	-9.00	21,00	11,00	38,00	0,00	0,05	0,20

Ankkuri

Tukitaso	Jousivakio	Esijännitys	Siirtymä
	[kN/m/jm]	[kN/jm]	[mm]
-1.00	43982,00	0,00	-0,20

Junakuorma

Vaikutus-taso	Etäisyys seinästä	Kuorman leveys	Kuorman suuruus
	[m]	[m]	[kPa]
0.00	0,5	2,5	86

Hyötykuorman osavarmuuskerroin	1
Vedenpaineen osavarmuuskerroin	1
Kitkakulman osavarmuus (aktiivip)	1
Kitkakulman osavarmuus (passiivip)	1
Koheesio osavarmuus (aktiivip)	1
Koheesio osavarmuus (passiivip)	1
Seinäkitkakerroin (aktiivip)	0,67
Seinäkitkakerroin (passiivip)	0,55
Adheesiokerroin (aktiivip)	0
Adheesiokerroin (passiivip)	0
Kokonaisvarmuuskerroin (aktiivip)	1
Kokonaisvarmuuskerroin (passiivip)	1
Maanpinnan kaltevuus [°]	0
Seinän kaltevuus [°]	0

Vedenpinta aktiivipuolella	-2
Vedenpinta kaivannon puolella	-2,32
Kaivutaso	-2,32
Seinän alapään taso	-10,6
Virtauskerroin	0
Hydraulinen gradientti	0
Maakerrosten jakoväli [m]	0,2
Karakteristinen pituus [m]	0

Seinän jäykkyys [kNm ² /jm]	64491,00
--	----------

Laskentatapaus 1 kerroksellinen maa Pohjarakennusohjeet 2004 MS Saarelma

Lähtötiedot	MS Saarelma	Mitoitus	PRO2004				
	Yläpinnan	Tilavuus-	Tehokas	Kitka-		aktiivi	passiivi
	taso	paino	til.paino	kulma	koheesio	siirt.	siirt.
		[kN/m3]	[kN/m3]	[°]	[kN/m2]	[%]	[%]
Ratapenger	0.00	20,00	10,00	38,00	0,00	0,05	0,20
Kuivakuorisavi	-1.50	18,00	8,00	0,00	28,00	1,00	2,00
Savi	-2.00	15,00	5,00	0,00	15,00	2,00	4,00
Moreeni	-9.00	21,00	11,00	38,00	0,00	0,05	0,20

Ankkuri

Tukitaso	Jousivakio	Esijännitys	Siirtymä
	[kN/m/jm]	[kN/jm]	[mm]
-1.00	43982,00	0,00	-0,20

Junakuorma

Vaikutus- taso	Etäisyys seinästä	Kuorman leveys	Kuorman suuruus
	[m]	[m]	[kPa]
0.00	0,5	2,5	86

Hyötykuorman osavarmuuskerroin	1
Vedenpaineen osavarmuuskerroin	1
Kitkakulman osavarmuus (aktiivip)	1
Kitkakulman osavarmuus (passiivip)	1
Koheesio osavarmuus (aktiivip)	1
Koheesio osavarmuus (passiivip)	1
Seinäkitkakerroin (aktiivip)	0,67
Seinäkitkakerroin (passiivip)	0,5
Adheesiokerroin (aktiivip)	0
Adheesiokerroin (passiivip)	0
Kokonaisvarmuuskerroin (aktiivip)	1
Kokonaisvarmuuskerroin (passiivip)	1
Maanpinnan kaltevuus [°]	0
Seinän kaltevuus [°]	0

Vedenpinta aktiivipuolella	-2
Vedenpinta kaivannon puolella	-2,32
Kaivutaso	-2,32
Seinän alapään taso	-10,6
Virtauskerroin	0
Hydraulinen gradientti	0
Maakerrosten jakoväli [m]	0,2
Karakteristinen pituus [m]	0

Seinän jäykkyys [kNm²/jm] 64491,00

MS Saarelma -laskelmien lähtötiedot koheesiomaassa

Laskentatapaus 2 koheesiomaan Eurokoodi MS Saarelma

Lähtötiedot	MS Saarelma	Mitoitus	Eurokoodi				
	Yläpinnan taso	Tilavuus- paino	Tehokas til.paino	Kitka- kulma	koheesio	aktiivi siirt.	passiivi siirt.
		[kN/m ³]	[kN/m ³]	[°]	[kN/m ²]	[%]	[%]
Ratapenger	0.00	20,00	10,00	38,00	0,00	0,05	0,20
Kuivakuorisavi	-1.50	18,00	8,00	0,00	28,00	1,00	2,00
Savi ylempi 1	-2.00	15,00	5,00	0,00	16,00	2,00	4,00
Savi ylempi 2	-3.00	15,00	5,00	0,00	18,00	2,00	4,00
Savi ylempi 3	-4.00	15,00	5,00	0,00	20,00	2,00	4,00
Savi ylempi 4	-5.00	15,00	5,00	0,00	22,00	2,00	4,00
Savi ylempi 5	-6.00	15,00	5,00	0,00	24,00	2,00	4,00
Savi alempi 1	-7.00	15,00	5,00	0,00	26,00	1,00	2,00
Savi alempi 2	-8.00	15,00	5,00	0,00	28,00	1,00	2,00
Savi alempi 3	-9.00	15,00	5,00	0,00	30,00	1,00	2,00
Savi alempi 4	-10.00	15,00	5,00	0,00	32,00	1,00	2,00
Savi alempi 5	-11.00	15,00	5,00	0,00	34,00	1,00	2,00
Savi alempi 6	-12.00	15,00	5,00	0,00	36,00	1,00	2,00
Savi alempi 7	-13.00	15,00	5,00	0,00	38,00	1,00	2,00
Savi alempi 8	-14.00	15,00	5,00	0,00	40,00	1,00	2,00
Savi alempi 9	-15.00	15,00	5,00	0,00	42,00	1,00	2,00
Savi alempi 10	-16.00	15,00	5,00	0,00	44,00	1,00	2,00
Savi alempi 11	-17.00	15,00	5,00	0,00	46,00	1,00	2,00

Ankkuri			
Tukitaso	Jousivakio	Esijännitys	Siirtymä
	[kN/m/jm]	[kN/jm]	[mm]
-1.00	43982,00	0,00	-0,30

Junakuorma

Vaikutus- taso	Etäisyys seinästä	Kuorman leveys	Kuorman suuruus
	[m]	[m]	[kPa]
0.00	0,5	2,5	86

Hyötykuorman osavarmuuskerroin	1
Vedenpaineen osavarmuuskerroin	1
Kitkakulman osavarmuus (aktiivip)	1
Kitkakulman osavarmuus (passiivip)	1
Koheesion osavarmuus (aktiivip)	1
Koheesion osavarmuus (passiivip)	1
Seinäkitkakerroin (aktiivip)	0,67
Seinäkitkakerroin (passiivip)	0,55
Adheesiokerroin (aktiivip)	0
Adheesiokerroin (passiivip)	0
Kokonaisvarmuuskerroin (aktiivip)	1
Kokonaisvarmuuskerroin (passiivip)	1
Maanpinnan kaltevuus [°]	0
Seinän kaltevuus [°]	0
Vedenpinta aktiivipuolella	-2
Vedenpinta kaivannon puolella	-2,32
Kaivutaso	-2,32
Seinän alapään taso	-8,0
Virtauskerroin	0
Hydraulinen gradientti	0
Maakerrosten jakoväli [m]	0,2
Karakteristinen pituus [m]	0
Seinän jäykkyys [kNm ² /jm]	8064,00

Laskentatapaus 2 koheesiomaan Pohjarakennusohjeet 2004 MS Saarelma

Lähtötiedot	MS Saarelma	Mitoitus	PRO				
	Yläpinnan taso	Tilavuus- paino	Tehokas til.paino	Kitka- kulma	koheesio	aktiivi siirt.	passiivi siirt.
		[kN/m ³]	[kN/m ³]	[°]	[kN/m ²]	[%]	[%]
Ratapenger	0.00	20,00	10,00	38,00	0,00	0,05	0,20
Kuivakuorisavi	-1.50	18,00	8,00	0,00	28,00	1,00	2,00
Savi ylempi 1	-2.00	15,00	5,00	0,00	15,00	2,00	4,00
Savi ylempi 2	-3.00	15,00	5,00	0,00	18,00	2,00	4,00
Savi ylempi 3	-4.00	15,00	5,00	0,00	20,00	2,00	4,00
Savi ylempi 4	-5.00	15,00	5,00	0,00	22,00	2,00	4,00
Savi ylempi 5	-6.00	15,00	5,00	0,00	24,00	2,00	4,00
Savi alempi 1	-7.00	15,00	5,00	0,00	25,00	1,00	2,00
Savi alempi 2	-8.00	15,00	5,00	0,00	28,00	1,00	2,00
Savi alempi 3	-9.00	15,00	5,00	0,00	30,00	1,00	2,00
Savi alempi 4	-10.00	15,00	5,00	0,00	32,00	1,00	2,00
Savi alempi 5	-11.00	15,00	5,00	0,00	34,00	1,00	2,00
Savi alempi 6	-12.00	15,00	5,00	0,00	36,00	1,00	2,00
Savi alempi 7	-13.00	15,00	5,00	0,00	38,00	1,00	2,00
Savi alempi 8	-14.00	15,00	5,00	0,00	40,00	1,00	2,00
Savi alempi 9	-15.00	15,00	5,00	0,00	42,00	1,00	2,00
Savi alempi 10	-16.00	15,00	5,00	0,00	44,00	1,00	2,00
Savi alempi 11	-17.00	15,00	5,00	0,00	46,00	1,00	2,00

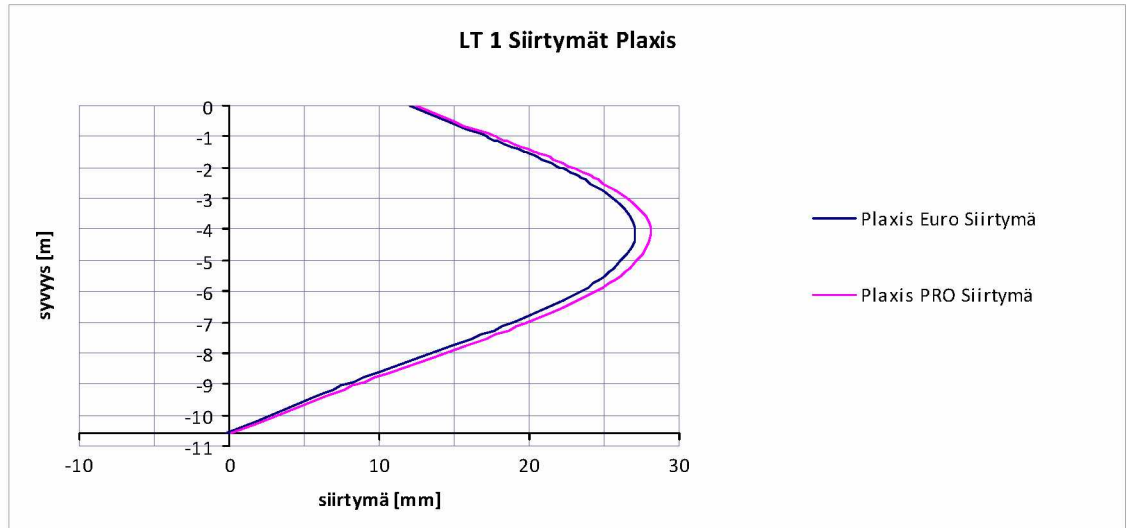
Ankkuri			
Tukitaso	Jousivakio	Esijännitys	Siirtymä
	[kN/m/jm]	[kN/jm]	[mm]
-1.00	43982,00	0,00	-0,30

Junakuorma

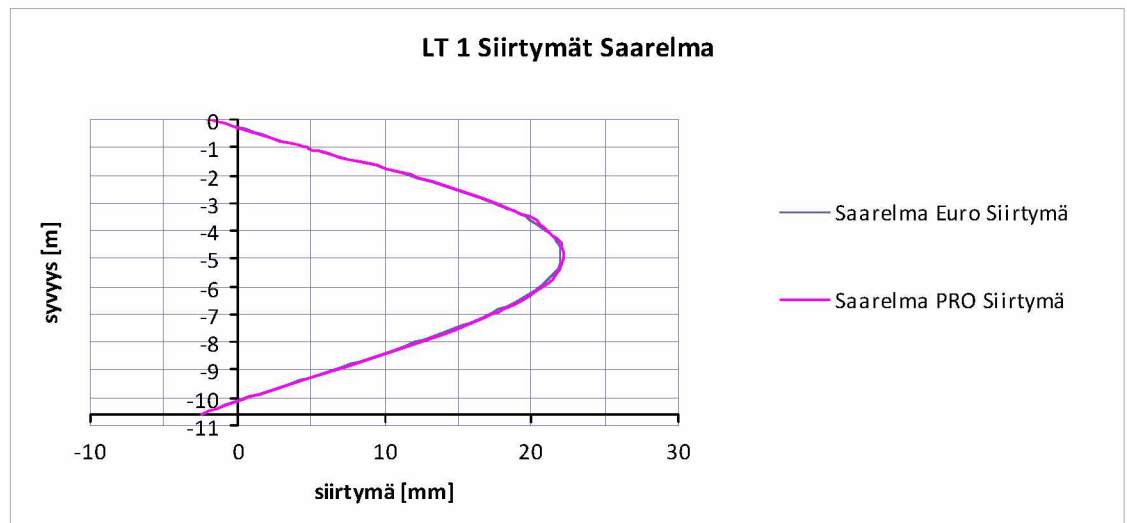
Vaikutus- taso	Etäisyys seinästä	Kuorman leveys	Kuorman suuruus
	[m]	[m]	[kPa]
0.00	0,5	2,5	86

Hyötykuorman osavarmuuskerroin	1
Vedenpaineen osavarmuuskerroin	1
Kitkakulman osavarmuus (aktiivip)	1
Kitkakulman osavarmuus (passiivip)	1
Koheesio osavarmuus (aktiivip)	1
Koheesio osavarmuus (passiivip)	1
Seinäkitkakerroin (aktiivip)	0,67
Seinäkitkakerroin (passiivip)	0,5
Adheesiokerroin (aktiivip)	0
Adheesiokerroin (passiivip)	0
Kokonaisvarmuuskerroin (aktiivip)	1
Kokonaisvarmuuskerroin (passiivip)	1
Maanpinnan kaltevuus [°]	0
Seinän kaltevuus [°]	0
Vedenpinta aktiivipuolella	-2
Vedenpinta kaivannon puolella	-2,32
Kaivutaso	-2,32
Seinän alapään taso	-8,00
Virtauskerroin	0
Hydraulinen gradientti	0
Maakerrosten jakoväli [m]	0,2
Karakteristinen pituus [m]	0
Seinän jäykkyys [kNm ² /jm]	8064,00

Kerroksellisen maan siirtymät Plaxiksella ja MS Saarelmalla



Kuva 1. Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden mukaisten mitoitus siirtymien vertailu Plaxis- ohjelmalla kerroksellisessa maassa.

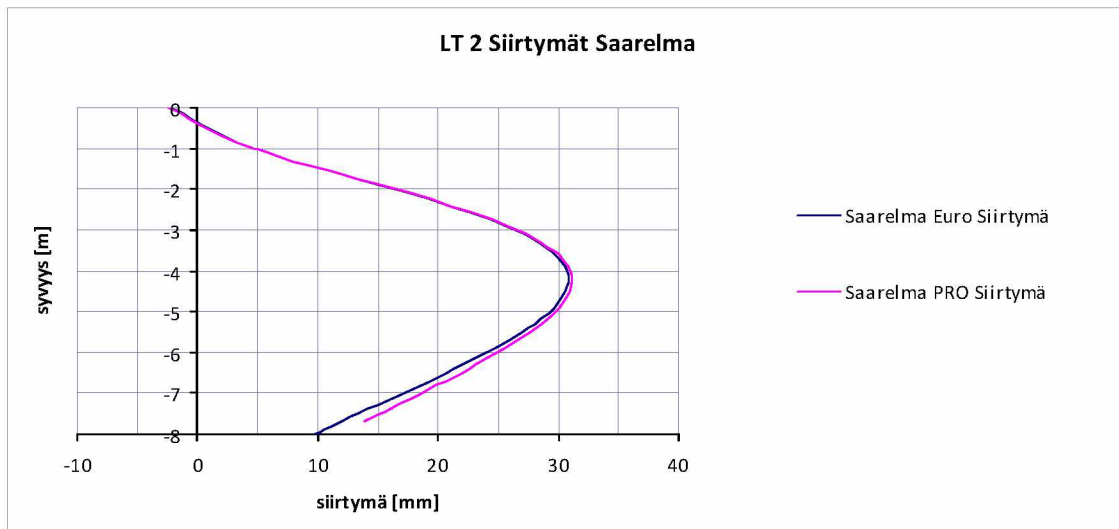


Kuva 2. Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisten mitoitus siirtymien vertailu MS Saarelma- ohjelmalla kerroksellisessa maassa.

Koheesiomaan siirtymät Plaxiksella ja MS Saarelmalla

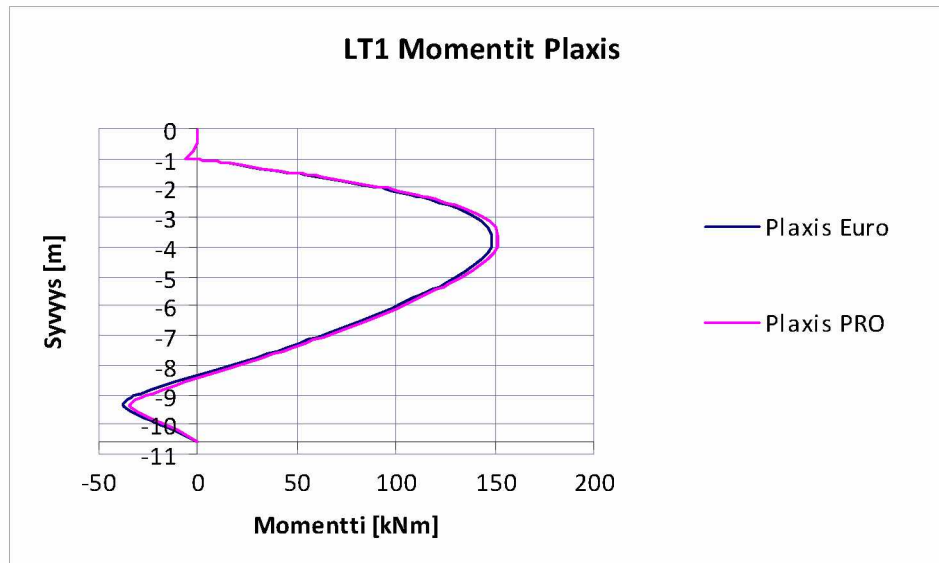


Kuva 1 Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden mukaisten mitoitus siirtymien vertailu Plaxis- ohjelmalla koheesiomaassa.

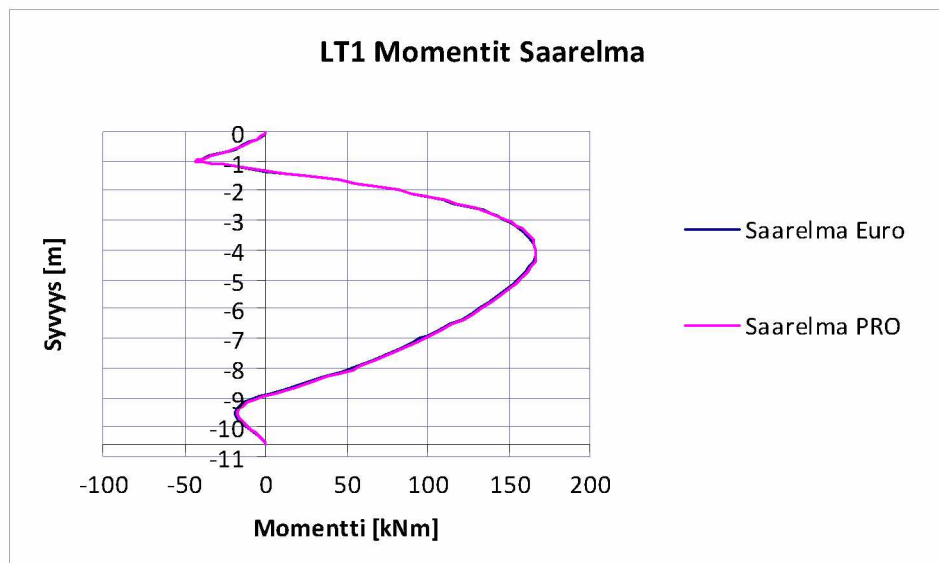


Kuva 2. Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisten mitoitus siirtymien vertailu MS Saarelma- ohjelmalla koheesiomaassa.

Kerroksellisen maan seinän taivutusmomenttikuvaajat

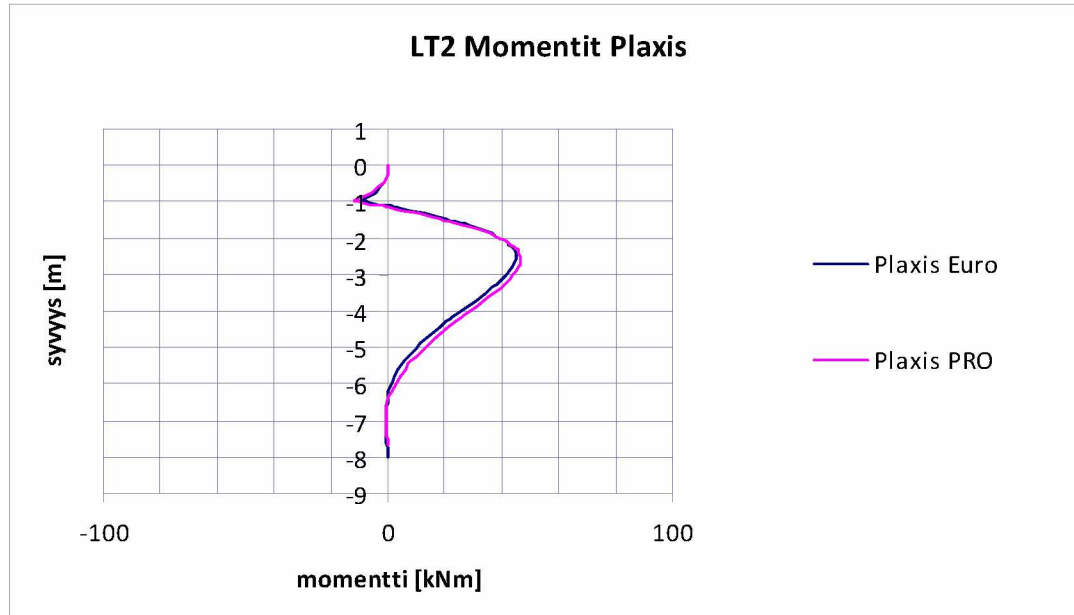


Kuva 1. Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisten mitoitusseiniä taivutusmomenttien vertailu Plaxis-laskentaohjelmalla kerroksellisessa maassa.

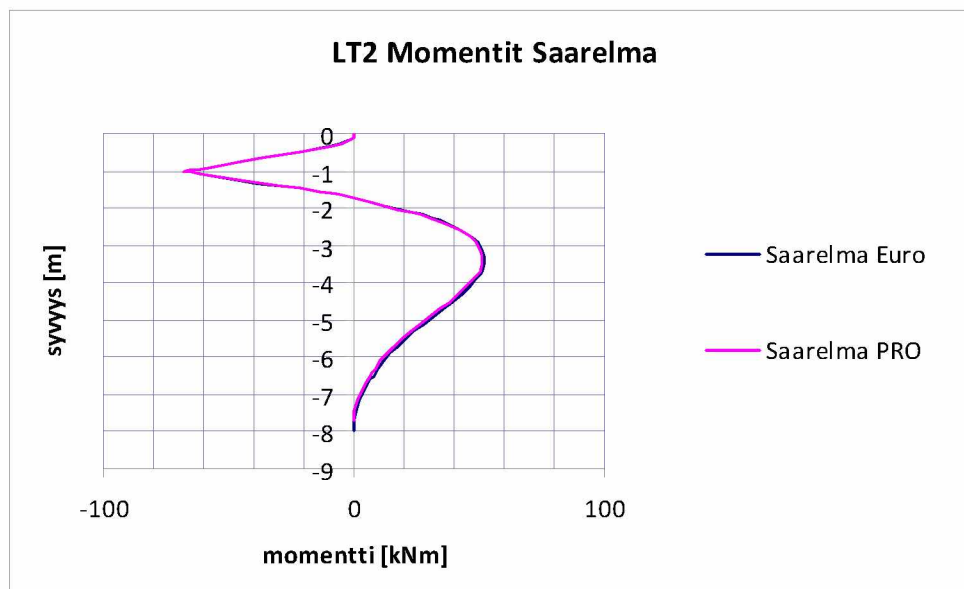


Kuva 2. Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisten mitoitusseiniä taivutusmomenttien vertailu MS Saarelma -laskentaohjelmalla kerroksellisessa maassa.

Koheesiomaan seinän taivutusmomenttikuvaajat

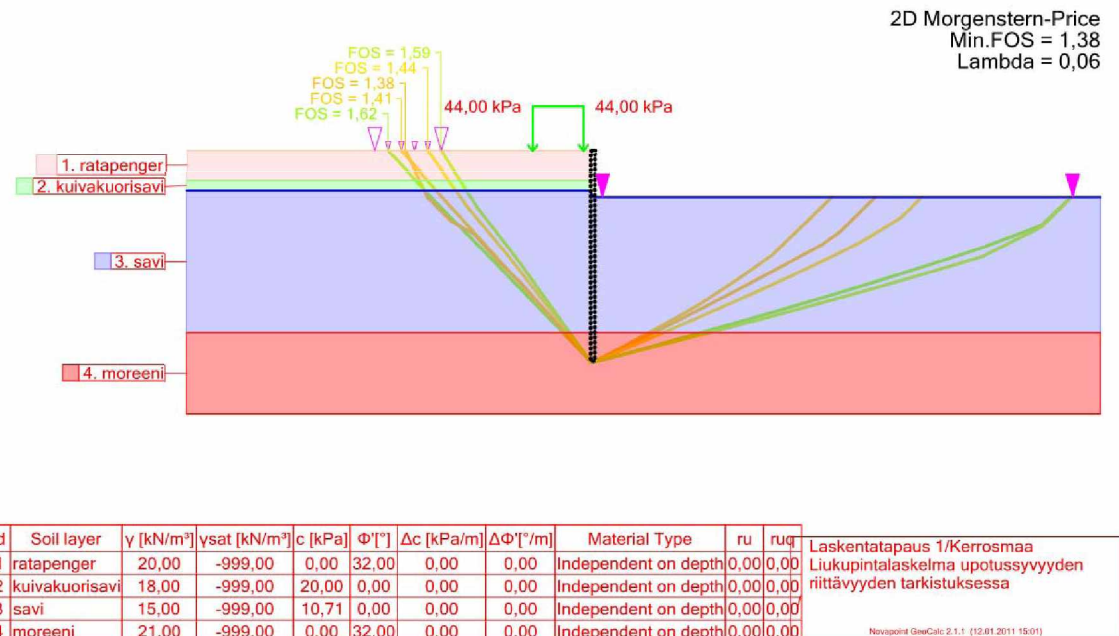


Kuva 1. Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisten mitoitusten seinän taivutusmomenttien vertailu Plaxis-laskentaohjelmalla koheesiomaassa.

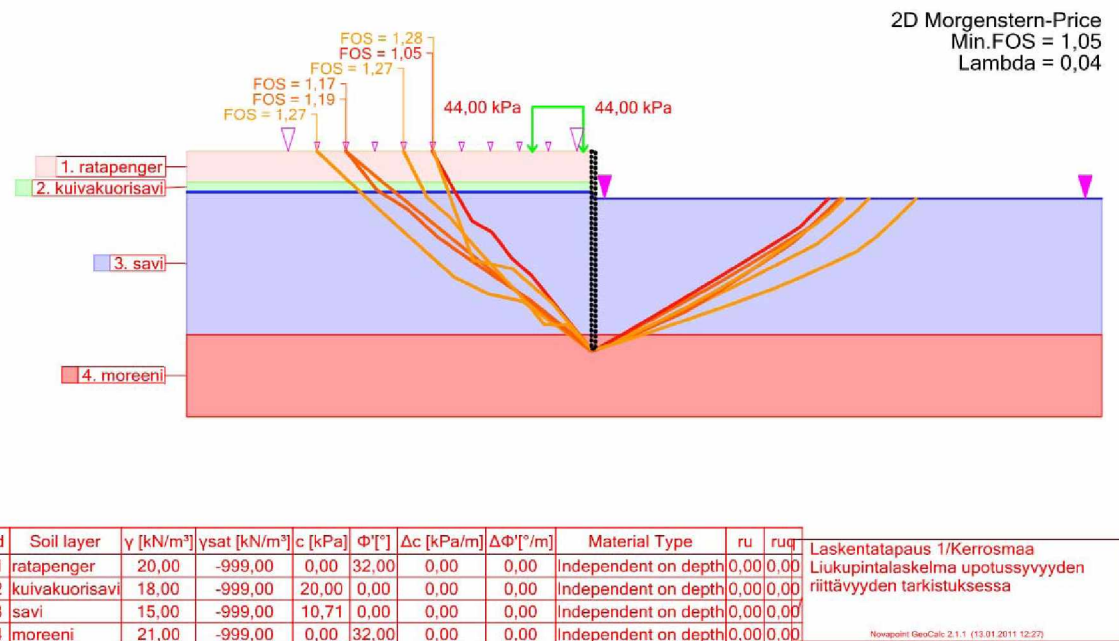


Kuva 2. Eurokoodin ja Pohjarakennusohjeiden 2004 mukaisten mitoitusten seinän taivutusmomenttien vertailu MS Saarelma -laskentaohjelmalla koheesiomaassa.

Liukupintalaskelman soveltuvuus upotussyvyyden laske- miseen – kerroksellinen maa

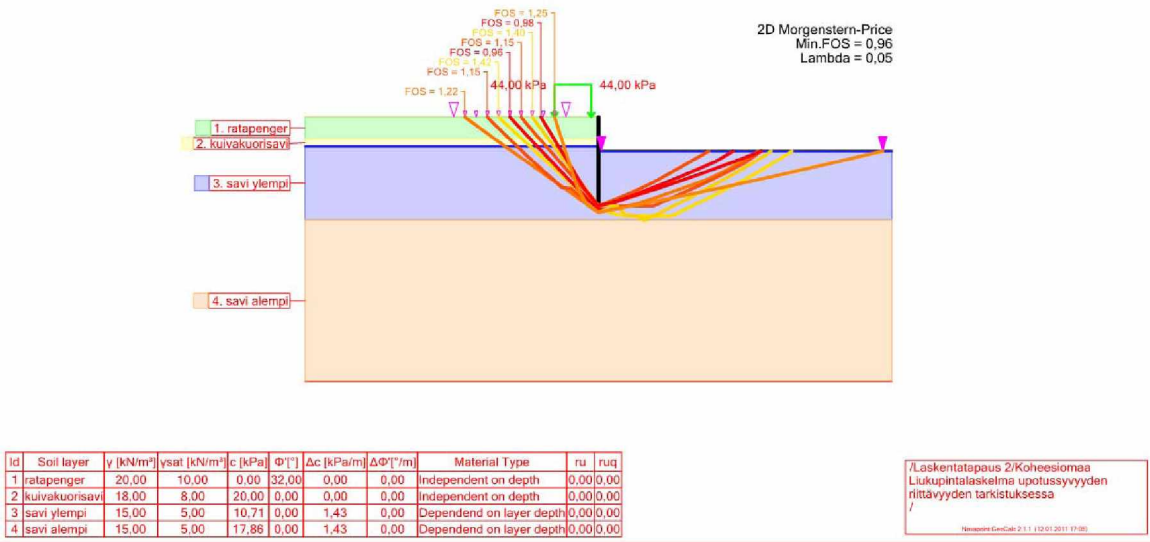


Kuva 1. Kerroksellisen maan liukupintalaskelma 10,4m upotussyvyydellä.

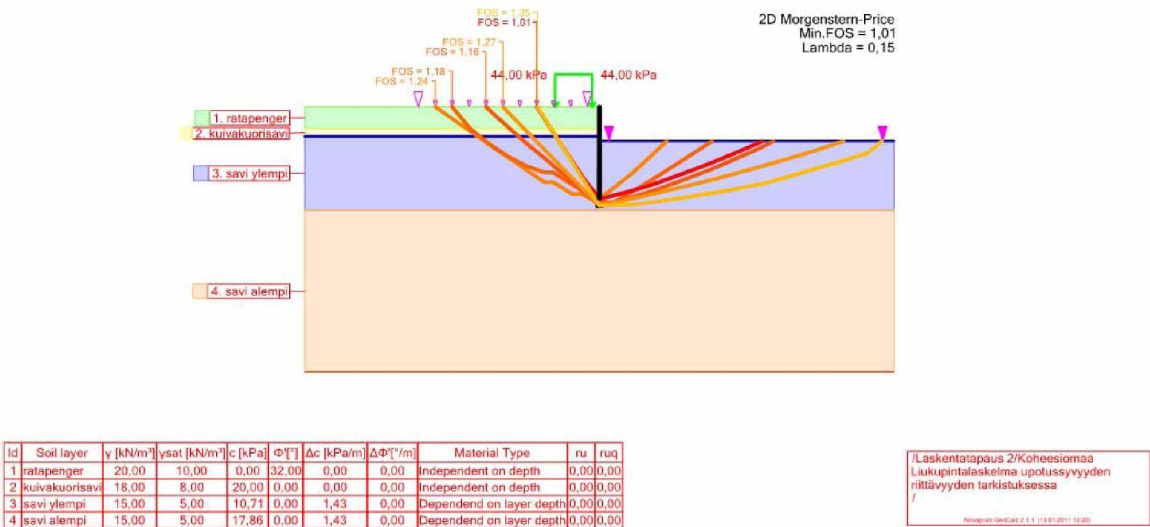


Kuva 2. Kerroksellisen maan liukupintalaskelma 9,7m upotussyvyydellä.

Liukupintalaskelman soveltuvuus upotussyvyyden laskemiseen – koheesioma



Kuva 1. Koheesiomaan liukupintalaskelma 6m upotussyvyydellä.



Kuva 2. Koheesiomaan liukupintalaskelma 6,2m upotussyvyydellä.

